

Carlos Josué Carrera Sanjur

A Eficiência do Tratamento por Injeções no Controlo das Deformações Induzidas pela Construção de Túneis Superficiais

Dissertação no âmbito do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, orientada pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Dezembro de 2021

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra Departamento de Engenharia Civil

Carlos Josué Carrera Sanjur

A EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO POR INJEÇÕES NO CONTROLO DAS DEFORMAÇÕES INDUZIDAS PELA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS SUPERFICIAIS

Dissertação no âmbito do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, orientada pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Dezembro de 2021



AGRADECIMENTO

Dou graças a Deus pela vida e pela vontade que coloca em mim para encarar cada dia e cada prova que apareceu até agora no meu caminho que me ensinou e fortaleceu para ir sempre à procura de vencer.

Dou graças a minha amada Mãe Celia e ao meu Pai Vicente que trouxeram para o mundo e apoiaram e acreditaram sempre em mim. Também a toda minha família pelo apoio mesmo desde tão longe.

Um muitíssimo obrigado para o Prof. Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa pela amizade e por ter aceitado ser o meu orientador para este trabalho e pelos sempre precisos comentários nos precisos momentos. Também para o Prof. António Manuel Gonçalves Pedro por toda a valiosa ajuda, principalmente com minhas dúvidas em relação ao software.

Obrigado a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil – Geotecnia, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, pelos ensinamentos, pela disponibilidade e vontade de sempre quer ajudar.

Obrigado aos meus colegas: Ana, Artur C., Arthur P., Celina, Daniel, David C., David M., Flávio, Fylipe, Guilherme, Lucas, Henrique e Rodrigo, pelos momentos e conhecimentos partilhados.

RESUMO

Com o crescimento urbano a escolha da localização de obras geotécnicas tem como principal fator a demanda populacional e não propriamente as propriedades dos maciços locais. Desse modo, soluções para a melhoria das condições geotécnicas desses maciços são necessárias para adequá-los a padrões admissíveis de desempenho de obras geotécnicas. Dessa forma, esta dissertação pretende aumentar o entendimento sobre injeções em solos, nomeadamente sobre a melhoria do comportamento que é possível obter na escavação de túneis. Nesta dissertação procura-se avaliar qual é o tipo mais adequado de injeções a utilizar para um perfil padrão de solo a tratar, avaliando-se os benefícios do tratamento através da análise das deformações induzidas à superfície pela escavação de túneis. Com vista a este fim utilizam-se os métodos teóricos desenvolvidos e os dados experimentais encontrados na bibliografia relacionados com o caso dos solos moles no Brasil, analisando-se mais especificamente o caso do Túnel do Paraíso do Metropolitano de São Paulo, escavado na argila vermelha porosa de São Paulo pelo método NATM. Procurar-se-á avaliar a influência de diversos aspetos, nomeadamente os relacionados com a configuração utilizada das injeções e com o volume de solo tratado, efetuando uma análise pelo método dos elementos finitos com o software Plaxis 2D. Tendo por base os resultados obtidos procurar-se-á efetuar uma estimativa da quantidade de materiais necessário tratar analisando as vantagens e desvantagens de cada caso estudado.

Palavras-chave: injeções, túneis, solos, Brasil, Plaxis.

ABSTRACT

With urban growth, the choice of location for geotechnical works has as its main factor the population demand and not the properties of the local soils. Thus, solutions to improve the geotechnical conditions of these soils are necessary to adapt them to permissible performance standards for geotechnical works. Thus, this dissertation intends to increase the understanding of injections in soils, namely about the improvement of the behavior that it is possible to obtain in tunnel excavation. This dissertation seeks to evaluate which is the most appropriate type of injection to be used for a standard soil profile to be treated, evaluating the benefits of the treatment through the analysis of deformations induced on the surface by tunnel excavation. For this purpose, the theoretical methods developed, and the experimental data found in the bibliography related to the case of soft soils in Brazil are used, analyzing more specifically the case of the Paradise Tunnel of the São Paulo Metropolitan, excavated in the soil named red clay of São Paulo, by the NATM method. We are going to evaluate the influence of several aspects, namely those related to the injection configuration used and the volume of treated soil, carrying out an analysis using the finite element method with the software Plaxis 2D. Based on the results obtained, an estimate will be made of the amount of materials needed to be treated, analyzing the advantages and disadvantages of each case studied.

Keywords: injections, tunnel, soils, Brazil, Plaxis.

ÍNDICE

AGRAD	DECIMENTO	i
RESUM	Ю	ii
ABSTR	ACT	iii
ÍNDICE		iv
ÍNDICE DE FIGURAS		vi
ÍNDICE DE QUADROS		
LISTA I	DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	X
Capitulo	01 - INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificação do tema	1
1.2	Objetivo	3
1.3	Tarefas envolvidas	3
1.4	Estruturação da tese	4
Capitulo 2 - Estado da Arte das Injeções em Solos (Grouting)		5
2.1 Ir	njeções de permeação	8
2.1.	1 Vantagens e Desvantagens	9
2.2	Injeções de fracturação (frac grouting)	9
2.2.	1 Vantagens e Desvantagens	10
2.3	Jet – grouting	11
2.3.	1 Jet-grouting aplicado em túneis escavados pelo método NATM	12
2.3.	2 Vantagens e Desvantagens	13
2.4	Injeções de Compactação (LMG-Low Mobility Grout)	14
2.4.	1 Vantagens e Desvantagens das Injeções de Compactação	20
2.5	Considerações finais	22
Capitulo	o 3 - O Túnel do Paraíso	25
3.1	Descrição geral da obra	25
3.2	Caracterização Geológica e Geotécnica	27
3.3	Resultados da instrumentação	29
3.4	Modelos constitutivos dos Solos	35
3.4.	1 Modelo Constitutivo Hardening Soil	35
3.4.	2 Calibração – Ensaios	41
3.4.	3 Modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> (MC)	42

3.5	Modelo Numérico	46
3.6	Revestimento primário do túnel (betão projetado)	47
3.7	Resultados Numéricos	
Capitulo	o 4 - Modelação do Túnel com Tratamento do Solo com Injeções	
4.1	Relação dos Módulos de Elasticidade (E_t / E_m)	
4.2	Efeito das inclusões (grout) nas propriedades do solo tratado	57
4.3	Tratamento do solo com forma de arco	58
4.4	Tratamento com forma de laje	60
4.5	Analise das deformações do terreno em superfície	61
Capitulo	5 - Conclusões	65
BIBLIC	OGRAFÍA	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 -Esquema de uma máquina tuneladora2
Figura 1.2 - Comparação conceitual de custos entre TBM e métodos convencionais (Adaptado
de López Jimeno, 2011)
Figura 1.3 - Construção de um túnel empregando o método convencional
Figura 2.1 - Tipos de injeções (Adaptado de FHWA, 2017)
Figura 2.2 - Classificação da aplicabilidade das técnicas de injeção (Adaptado de FHWA, 2017)
Figura 2.3 -Esquema geral dos equipamentos necessários para injetar o solo (Adaptado de FHWA, 2017)
Figura 2.4 -Esquema de tubo manchete (Adaptado de Rodrigues, 2018)
Figura 2.5 -Esquema conceitual das injeções de fracturação (Adaptado de GGGMS@, 2019)
Figura 2.6 -Processo construtivo de jet-grouting. A) Escavação; B) Operação de erosão e
mistura/substituição; C) Construção da coluna de <i>jet-grout</i> ; D) Colunas acabadas formando uma estrutura tipo muro (Adaptado de FHWA, 2017)
Figura 2.7 -Sistemas de <i>iet-grouting</i> (Adaptado de FHWA, 2017)
Figura 2.8 -Processo construtivo do suporte dum túnel escavado pelo método NATM utilizando
<i>iet-grouting</i> a) <i>iet-grouting</i> adjante do frente do túnel: b) escavação: c) <i>iet-grouting</i> no próximo
avanco: d) esquema geométrico do tratamento (Adaptado de Bell 1993)
Figura 2.9 -Esquema de prevenção dos assentamentos induzidos pela escavação dum túnel com
injeções de compactação (Adaptado de FHWA, 2017)
Figura 2.10 -Envolvente de gradação dos agregados para <i>grout</i> de inieções de compactação
(Adaptado de ASCE, 2019)
Figura 2.11 - <i>Grout</i> retornado da tremonha da bomba de injeção, com uma reologia adequada
(Adaptado de ASCE 2019)
Figura 2.12 - Arranio típico de malha de furos de iniecão (Adaptado de ASCE, 2019) 21
Figura 2.13 -Inico de baixo para cima (Adaptado de ASCE 2019) Nota: (1) instalação da
camisa (2) retração da camisa até a parte mais alta da etapa mais profunda (3) injetar a primeira
etana (4) subir a camisa até a parte mais alta da seguinte etana (5) injetar seguinte etana (6)
repetir os passos 4 e 5 até a parte mais alta da zona de melhora
Figura 2 14 -Injeções de cima para baixo (Adantado de ASCE 2019) Nota: (1) instalar a camisa
de injeção num furo major até a parte mais alta da primeira etapa de injeção (2) perfurar através
da camisa de injeção para estender o furo até o fundo da etapa desejada (3) injetar a primeira
etana e deixar curar o grout (geralmente durante a noite) (4) perfurar através a primeira etana
e aprofundar o furo até o fundo a segunda etapa (5) inietar a etapa e deixar curar o grout $e(6)$
repetir os passos 4 e 5 até o buraco atingir a profundidade desejada (geralmente indicada por
baixa taxa de injeção ou alta pressão)
Figura 3.1 - Localização do Túnel Paraíso (Adaptado de Franca, 2006)
6

Figura 3.2 -Geometria da Seção transversal do Túnel Paraíso (Adaptado de Parreira e Azevedo,
1993)
Figura 3.3 -Túnel mineiro Paraíso - sequência construtiva adotada: a) secção transversal; b)
secção longitudinal (Adaptado de Almeida e Sousa, 1999)27
Figura 3.4 -Perfil geológico onde o túnel está inserido (Adaptado de Silva Peixoto, 2008) 28
Figura 3.5 -Deslocamentos verticais a 1 m do eixo do túnel (Adaptado de Almeida e Sousa,
1999)
Figura 3.6 - Assentamentos observados e sua aproximação pela curva de <i>Gauss</i> e pela curva <i>yield density</i>
Figura 3.7 -Deslocamentos horizontais estimados dos assentamentos observados, e da
aproximação destes pelas curvas de <i>Gauss</i> e <i>yield density</i>
Figura 3.8 -Rotações à superfície do terreno estimadas a partir da curva de Gauss e da curva
yield density
Figura 3.9 -Extensões horizontais estimadas da curva de <i>Gauss</i> e da curva <i>yield density</i> 34
Figura 3.10 -Relação hiperbólica de tensões de desvio-deformações num ensaio triaxial de
compressão drenado (Adaptado de Plaxis Material Models Manual, 2006)
Figura 3.11 -Superfície de escoamento no modelo hardening soil. superfície de escoamento
pelas tensões de desvio (vermelho) e da elipse do boné (azul) (Adaptado de RS2 Hardening
Soil Model, 2019)
Figura 3.12 - Ensaio triaxial de compressão drenado para argila porosa (AP1)
Figura 3.13 -Deformação axial (ϵ_a) vs. deformação volumétrica (ϵ_v) no ensaio triaxial de
compressão drenado para argila porosa (AP1)
Figura 3.14 - Ensaio triaxial de compressão drenado para argila porosa (AP2)
Figura 3.15 -Deformação axial vs. deformação volumétrica no ensaio triaxial de compressão
drenado para argila porosa (AP2)44
Figura 3.16 -Comparação da curva do ensaio edométrico com o modelo HS e os dados do ensaio
para argila AP1
Figura 3.17 -Comparação da curva do ensaio edométrico com o modelo HS e os dados do ensaio
para a argila AP245
Figura 3.18 - Malha de cálculo utilizada no <i>Plaxis</i> para o cálculo do túnel como construído46
Figura 3.19 -Esquema de representação dos passos do método β para análise de túneis
escavados pelo método NATM (Adaptado de Plaxis Reference Manual, 2006)
Figura 3.20. Comparação dos deslocamentos verticais num eixo a 1 m do eixo de simetria
decorrentes do cálculo numérico com os observados
Figura 3.21 - Comparação dos assentamentos à superfície obtidos no cálculo numérico com a
curva de Gauss que melhor ajusta os observados
Figura 3.22 -Comparação dos deslocamentos horizontais à superfície obtidos no cálculo
numérico com os resultantes da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos observados
50
Figura 3.23 -Comparação das rotações à superfície obtidas no cálculo numérico com as
resultantes da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos observados 51
Figura 3.24 - Comparação das extensões horizontais à superfície obtidas no cálculo numérico
com as resultantes da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos observados

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Características Granulométricas e Limites de Consistência (Parreira, 1991)	29
Quadro 3.2 -Índices Físicos (Parreira, 1991)	29
Quadro 3.3 -Dados das curvas que definem a bacia de assentamentos	31
Quadro 3.4 -Parâmetros dos solos sem tratamento (França, 2006)	35
Quadro 4.1 - Relação E_t / E_m	55
Quadro 4.2 -Relação Et / Em segundo ensaios MASW para uma profundidade de 3,5 m	55
Quadro 4.3 - Propriedades do solo após tratamento por injeções	58
Quadro 4.4 -Eficiência das injeções no controlo das deformações do terreno em superfície j	pela
escavação do túnel	62

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LL – Limite líquido

LP – Limite plástico

IP – Índice de plasticidade

W - Conteúdo de humidade

S – Grau de saturação

γ - Peso específico

 γ_s – Peso específico de sólidos

 $g - Aceleração da gravidade = 9,81 m/s^2$

 k_0 – coeficiente de impulso em repouso

s(x) – assentamento vertical dependente da distância ao eixo de simetria (x) dentro duma bacia de assentamentos produzida pela escavação dum túnel

 S_{MAX} – assentamento vertical máximo dentro duma bacia de assentamentos produzida pela escavação dum túnel

x – Distância horizontal ao eixo de simetria dentro duma bacia de assentamentos

a – Parâmetro de ajuste da curva *yield density* para a representação dos assentamentos produzidos pela escavação de túneis

b - Parâmetro de ajuste da curva *yield density* para a representação dos assentamentos produzidos pela escavação de túneis

Vs – Volume de assentamentos (não confundir com a velocidade de ondas de corte dos ensaios MASW)

B – Parâmetro que define ponto de inflexão das bacias de assentamentos calculadas com o modelo *yield density*

i - Ponto de inflexão duma bacia de assentamentos

z – Profundidade do eixo do túnel

D - Diâmetro ou diâmetro equivalente do túnel

 Ψ – Parâmetro de estado

e – índice de vazios

e_c – índice de vazios crítico

e^{inicial} – índice de vazios inicial

emax - índice de vazios máximo

 λ – inclinação da linha de estado crítico do solo

κ- inclinação da linha de descarga-recarga do solo

q – Tensão de desvio

p – Tensão octaédrica

 σ'_c – tensão vertical de pre-consolidação

 σ_r – tensão radial

 σ_1 – tensão principal maior

 $\sigma_3-tensão\ principal\ menor$

 y_d – peso específico seco do solo

Gs - densidade das partículas sólidas do solo

m - Expoente que define a dependência da rigidez do solo de acordo ao estado de tensões instalado neste no modelo Hardening Soil

E_i – Módulo de Young tangente inicial

Et – Módulo de Young para o solo tratado

Em - Módulo de Young para o solo não tratado

 p^{ref} - tensão de confinamento referência no modelo Hardening Soil (padrão p^{ref} = 100 kPa)

 E^{ref}_{50} - Módulo secante de rigidez de referência para um estado de tensão definido pela tensão de confinamento de referência p^{ref} .

 E^{ref}_{oed} - Módulo tangente de rigidez para o ensaio edométrico definido pela tensão de confinamento de referência p^{ref} .

 E^{ref}_{ur} - Módulo elástico de referência para descarga e recarga (padrão $E^{ref}_{ur} = 3 \cdot E^{ref}_{50}$)

E₅₀ - Módulo secante de rigidez num ensaio triaxial drenado

E_{oed} - Módulo tangente de rigidez para o ensaio edométrico

Eur - Módulo de rigidez de descarga e recarga

E – Eficiência

c - Coesão efetiva

 φ - ângulo de atrito

 ϕ_m – ângulo de atrito mobilizado

 φ_{cv} – ângulo de atrito para volume constante

 Ψ - ângulo de dilatância último (não confundir com o parâmetro de estado mesmo tendo relação com este)

 Ψ_m – ângulo de dilatância mobilizado

 v_{ur} - Relação de poisson para descarga/recarga (padrão $v_{ur} = 0,2$)

p^{ref} - Tensão de referência para rigidez (padrão p^{ref} = 100 unidades de tensão - kPa)

 K_0^{nc} - Coeficiente de impulso lateral para o solo normalmente consolidado (padrão $K_0^{nc} = 1$ -Sin ϕ)

 R_f - Razão de falha q_f / q_a (Padrão $R_f = 0,9$)

qf-tensão de desvio de falha

q_a – resistência assintótica ao cortante

 $\sigma_{tração}$ - Resistência à tração (padrão $\sigma_{tração} = 0$ unidades de tração – kPa)

 $c_{aumento} - aumento da coesão (padrão c_{aumento} = 0)$

 ϵ_a – deformações axiais

 ϵ_v – deformações volumétricas

 $\epsilon_{\nu}^{inicial}$ – deformações volumétricas iniciais

 ϵ^{p}_{ν} – deformações plásticas volumétricas

 ϵ_v^{p-cap} – deformações plásticas volumétricas geradas só pela superfície de cedência do boné

 ϵ^p_q – deformações plásticas devidas as tensões de desvio

 $\epsilon_q^{p-cortante}$ – deformações plásticas geradas só pela superfície de escoamento da hipérbole (tensões de desvio)

 F_s – função que define a superfície de falha gerada só pelas tensões de desvio no modelo *Hardening Soil*

F_c - função que define a superfície do cap no modelo Hardening Soil

q* - invariante das tensões na função do cap no modelo Hardening Soil

 α – fator de forma para a forma elíptica do *cap* no modelo *Hardening Soil*

 β – fator de forma para a forma elíptica *cap* no modelo *Hardening Soil* (não confundir com o fator de carga do método β para simulação do efeito arco na escavação de túneis em 2D)

 p_c- interseção da superfície de cedência do cap como o eixo das tensões octaédricas no modelo $\mathit{Hardening Soil}$

T – Resistência a tração

 p_k – tensão inicial que atua em volta da zona onda vai ser construído o túnel (método β)

ASCE – American Society of Civil Engineers

FHWA - Federal Highway Administration

NATM – New Austrian Tunneling Method

TBM – Tunneling Boring Machine

SPT – Standard Penetration Test

MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves

MC – Mohr-Coulomb

HS – Hardening Soil

TP – Túnel do Paraíso

TBM – Tunnelling Boring Machine

AP – Argila Porosa

AV – Argila Variegada

IC - Injeções de Compactação

Capitulo 1 -INTRODUÇÃO

1.1 Justificação do tema

Com a necessidade de preservar a superfície para os fins mais nobres da atividade humana, como sejam a habitação, o trabalho e o lazer, tem vindo a ser cada vez mais frequente o uso do espaço subterrâneo nas áreas urbanas para nele albergar redes de transporte – rodoviário, ferroviário e metroviário - e de outras infraestruturas de água, esgotos, gás, eletricidade e telecomunicações.

Assim, nessas áreas, e um pouco por todo o mundo, se tem verificado um grande incremento de obras envolvendo túneis, que, fundamentalmente, por razões de facilidade de acesso se têm construído a pequena profundidade, interessando, na maioria das vezes, maciços terrosos ou maciços de rocha branda. Nestas condições, as principais preocupações que envolvem a construção dos túneis se relacionam com a garantia da estabilidade da frente e com o controlo das deformações induzidas para que elas não possam provocar danos nas edificações, serviços e estruturas localizados na vizinhança.

São fundamentalmente dois os métodos hoje em dia empregues na construção deste tipo de túneis: os métodos utilizando máquinas tuneladoras, as chamadas TBMs, e os métodos convencionais, em que a escavação e a instalação da estrutura de suporte se fazem sequencialmente.

As TBMs (Figura 1.1) são máquinas tuneladoras capazes de escavar os maciços, ao mesmo tempo que suportam a frente de escavação, mediante a aplicação de uma pressão de suporte, e as paredes laterais (Pérez de Ágreda, 2019), já que um escudo lhes confere suporte temporário, e permitem, ainda, a instalação da estrutura de suporte definitiva. Capazes de escavar podemos dizer que quase que em qualquer tipo de terreno na crosta terrestre, têm-se convertido no método preferido de escavação de túneis atualmente, devido, fundamentalmente a:

- Menor impacto no maciço escavado, podendo manter, nomeadamente o nível freático;
- Melhor qualidade;
- Menor carga de trabalho humano;
- Maior segurança;
- Custos e prazos mais garantidos.

Como principais desvantagens, a construção com TBM's é menos flexível, quer no que respeita às condições do maciço quer no que respeita às dimensões e formas das secções, para além de exigir um investimento inicial muito elevado.

É esta questão de o investimento inicial ser muito elevado que justifica, como a Figura 1.2 mostra, que a utilização das TBMs seja apenas garantidamente válida economicamente para o caso de túneis com comprimentos superiores a 4,5 km. Para túneis entre os 1,5 e 4,5 Km dependendo do tipo de projeto, pode-se esgrimir a decisão de qual tipo de método a utilizar.

Macacos Hidráulicos Escudo Espaço Anelar Espaço Anelar Câmara de Escavação Cabeça de Corte Remoção dos Escombros Aduelas

Para túneis com comprimentos menores que 1,5 Km o preferido é o método convencional, também conhecido por NATM ou método da construção sequencial.

Figura 1.1 -Esquema de uma máquina tuneladora



Figura 1.2 -Comparação conceitual de custos entre TBM e métodos convencionais (Adaptado de López Jimeno, 2011)

Quando o método convencional é utilizado (Figura 1.3), a escavação se processa à pressão atmosférica e as paredes não são imediatamente suportadas, pelo que a garantia da estabilidade da frente e o controlo dos movimentos, nomeadamente à superfície do terreno são mais difíceis, pelo que quando as condições geológico-geotécnicas são adversas e, particularmente, quando há estruturas, serviços, etc., que possam vir a ser afetados, recomenda-se fazer um tratamento do maciço envolvente. De entre as várias técnicas disponíveis, este tratamento pode ser feito mediante injeções.



Figura 1.3 - Construção de um túnel empregando o método convencional

1.2 Objetivo

O objetivo do trabalho realizado consistiu basicamente em avaliar a eficiência desse tratamento com injeções. Tomando como referência o caso de uma obra real – túnel aberto num maciço de grande porosidade na cidade de São Paulo, Brasil de acordo com os princípios do NATM – procurou-se avaliar a influência de diversos aspetos, nomeadamente os relacionados com a configuração utilizada e com o volume de solo tratado. Para tal efeito recorreu-se a análise numéricas por elementos finitos da escavação do referido túnel. Nessas análises, o comportamento do maciço tratado e não tratado foi reproduzido por modelos parametrizados com base em resultados experimentais publicados na bibliografia da especialidade.

1.3 Tarefas envolvidas

Para a concretização do objetivo proposto, foram desenvolvidas as seguintes tarefas:

- Revisão bibliográfica, procurando-se situar e equacionar os principais aspetos relacionados com o tema, designadamente os referentes às técnicas de tratamento de maciços mediante injeções e à modelação do comportamento dos materiais;

- Pesquisa na bibliografia da especialidade sobre a eficiência do tratamento com injeções nos solos porosos do Brasil e de resultados de ensaios realizados sobre os solos tratados;

- Estudo do programa de cálculo empregue nas análises numéricas (Plaxis);
- Estudo paramétrico, tendo como base o cálculo realizado considerando o maciço não tratado;
- Análise e discussão dos resultados;
- Escrita da tese.

1.4 Estruturação da tese

Para além deste capítulo introdutório e de um final (Capítulo 5) onde são apresentadas as principais conclusões do estudo realizado e algumas propostas para estudos a desenvolver no futuro, na tese há mais 3 capítulos.

No Capítulo 2 se faz um resumo de qual é o estado da arte do tratamento de solos mediante injeções, dando-se particular enfase às injeções de compactação e à aptidão que os solos devem possuir para por elas poderem ser tratados.

No Capítulo 3 se faz a apresentação da obra, apresenta-se os principais resultados decorrentes da respetiva instrumentação e de um cálculo numérico realizado adotando, para a reprodução do comportamento do maciço interessado, o modelo constitutivo *Hardening Soil*, que se mostrou capaz de reproduzir satisfatoriamente resultados de ensaios publicados na bibliografia.

No Capítulo 4 apresentam-se e discutem-se os resultados do estudo paramétrico efetuado, procurando-se salientar a maior ou menor eficiência do tratamento face à forma e ao volume de solo tratado.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

Capitulo 2 - Estado da Arte das Injeções em Solos (Grouting)

As injeções podem ser definidas como um processo de introdução, de forma controlada, de um material temporariamente fluído, em solos ou rochas fraturadas, cujo endurecimento contribui para o melhoramento das propriedades geotécnicas do solo, nomeadamente, a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade. O tratamento do solo com injeções (*grouting*) é uma técnica especial em construção de projetos geotécnicos que se considera dentro da engenharia de fundações. O número de aplicações é muito amplo assim como também as técnicas de utilização são muitas e diversas.

Dependendo do tipo de solo, objetivo do projeto, e dos custos associados, há uma variedade de técnicas que podem ser efetivas no controlo dos potenciais assentamentos, entre estas: **injeções de permeação, injeções de fracturação,** *jet-grouting* **e injeções de compactação**. Também existem as chamadas injeções de compensação, nome dado pela sua utilização para a compensação de assentamentos e pode ser aplicada em solos por as técnicas de compactação e/ou fracturação. As injeções de compensação (*compensation grouting*), têm-se transformado rapidamente na técnica preferida da construção de túneis em solos moles em áreas urbanas devido a sua utilidade para a remediação de assentamentos em superfície. Na Figura 2.1 se mostra o esquema dos tipos de injeções mais comuns.



Figura 2.1 - Tipos de injeções (Adaptado de FHWA, 2017)

A decisão de qual tipo de injeções deve-se utilizar para um determinado tipo de solo é influenciada por múltiplos fatores. Para ter uma noção preliminar de qual é a melhor opção na

etapa de desenhos preliminares, frequentemente recorre-se a granulometria do solo. Há vários critérios para a escolha, neste trabalho se faz referência ao critério do FHWA (2017), apresentado na Figura 2.2.



Figura 2.2 - Classificação da aplicabilidade das técnicas de injeção (Adaptado de FHWA, 2017)

Uma vista de olho rápida da Figura 2.2 permite notar que as fronteiras das técnicas não são definitivas, no sentido de que por exemplo a técnica do *jet grouting* é aplicável a todas as granulometrias ou que as injeções de permeação nos cascalhos e areias compreendem as injeções de *grouts* com partículas suspendidas e injeções químicas. Do mesmo modo que as injeções de compensação incluem as injeções de fracturação e injeções de compactação nos finos, mas também poderiam incluir solos com granulometrias maiores como das areias. Por tanto é uma guia geral que ajuda no processo da toma da decisão de qual tipo de injeções usar para uma determinada solução dum problema de engenharia geotécnica, mas não define o problema na sua totalidade no sentido de que não é uma verdade absoluta sobre um problema que têm múltiplas formas de se resolver. A decisão do qual tipo de injeções utilizar depende principalmente de qual é o objetivo do projeto de injeções. Neste trabalho o que se procura é a diminuição das deformações do terreno em superfície induzidas pela escavação de túneis em argilas soltas.

O desenho duma campanha de injeções inclui o espaçamento e arranjo dos furos de injeção, a seleção do tipo de *grout* que vai ser injetado no terreno, as estimativas das quantidades dos materiais necessários e os equipamentos a ser usados na etapa construtiva. Duma maneira geral, os equipamentos comuns (Figura 2.3) para todos os projetos de injeção independentemente do método de injeção, são as: **bombas de injeção** e **máquinas perfuradoras**.

As características dos equipamentos comuns para todos os tipos de injeção não vão ser discutidas neste trabalho por a ampla gama de alternativas que existem para estes, pode-se dizer que infinitas para a escolha. Esta escolha que é exclusiva de cada empreitada e vai depender principalmente do tipo de terreno a tratar, dos equipamentos que se tenham disponíveis na hora

dum concurso e/ou uma construção, e da viabilidade de atingir os objetivos do projeto com a respetiva escolha.

Para as **bombas de injeção** e as ligações associadas (tubos, juntas, etc.), a principal característica é a pressão máxima de injeção atingível e que está relacionada diretamente com o método de injeção, que é dependente do tipo de terreno e do objetivo de projeto. O dispositivo mais usado para injetar o grout no terreno é o tubo manchete, simples ou duplo (Figura 2.4).

Para as **máquinas perfuradoras** as principais características para a escolha são o torque máximo e a profundidade de perfuração. A combinação do torque máximo com a escolha duma broca de corte adequada vão determinar a eficiência da perfuração dos furos de injeção o que está diretamente relacionado com a produtividade, por tanto com os custos de construção. No caso da técnica de *jet-grouting*, a bomba de água e o/os compressor/es de ar, devem ter uma alta potência para atingir a suficiente pressão que consiga remover e/ou misturar o terreno.



Figura 2.3 -Esquema geral dos equipamentos necessários para injetar o solo (Adaptado de FHWA, 2017)

A seguir apresenta-se os principais conceitos para cada um dos tipos de injeção mais comuns em solos, e fazem-se as devidas anotações consideradas importantes em relação a variação dos equipamentos segundo o tipo de injeção. Também se anotam as possíveis vantagens e desvantagens para cada técnica de injeção e se faz uma revisão geral dos possíveis custos.

2.1 Injeções de permeação

As injeções de permeação são aquelas que utilizam misturas de *grouts* fabricados com materiais que consigam permear no solo, o tamanho exato das partículas dos materiais usados vai depender da distribuição granulométrica destes, por tanto, também da permeabilidade do maciço. Devido ao tamanho relativamente grande das partículas do cimento *Portland*, os *grouts* fabricados com este, só conseguem permear em cascalhos e areias grossas com misturas de *grouts* devidamente desenhados. Quando esta técnica de injeção é utilizada em solos mais finos, desenvolve-se uma membrana ou película nas fissuras do solo dentro do furo de injeção que evita a permeação do solo pelo *grout*. Esta limitação conduz a uma nova família de tipos de cimentos com partículas mais pequenas para conseguir permear em solos mais finos. Há uma outra variante para as misturas de *grout* usadas com as injeções de permeação, estes são as misturas de *grout* que concorrem por ser as mais utilizadas neste tipo de injeção são precisamente a de base de cimentos ultrafinos e a mistura a base de componentes químicos.

O aparelho usado para executar as injeções de permeação é o tubo manchete (Figura 2.4). O princípio de funcionamento do tubo manchete é o fechamento dum tramo de furo por meio de obturadores feitos de borracha enchidos com ar. Uma vez que o tramo a injetar é isolado com os obturadores se pode começar a injetar o terreno com o *grout*. A injeção dum furo se considera acabada quando o terreno já não aceita mais *grout*, quer dizer quando umas determinadas condições de fluxo e pressão pré-estabelecidas são atingidas e se mantem num determinado período de tempo também pré-estabelecido. O dispositivo tubo manchete também se pode utilizar para medir a permeabilidade do solo num determinado furo de injeção, prévio a injeção com *grout*, isto para ter uma ideia de qual vai ser o seu consumo de *grout*. Um exemplo de como medir a permeabilidade do solo antes da sua injeção com *grout* é injetando o furo com água e calculando o número de *Lugeon*.



Figura 2.4 -Esquema de tubo manchete (Adaptado de Rodrigues, 2018)

2.1.1 Vantagens e Desvantagens

Uma das principais vantagens das injeções de permeação é que com o avanço na utilização de misturas de grout com base de componentes químicos sem sólidos suspensos, pode ser utilizada em solos com baixa permeabilidade. Uma outra vantagem é que devido a que o processo de injeção com este método é principalmente hidráulico; portanto a medição dos parâmetros de injeção como caudal de injeção ou pressão de injeção em tempo real, fornece uma ideia muita clara e atualizada do avanço e processo construtivo.

Algumas potenciais desvantagens são:

- Se precisam de empreiteiros experientes na técnica.
- Os projetos poderiam precisar de muito tempo para acabar devido ao alto consumo de *grout* que poderiam ter os furos de injeção.
- No caso da utilização de *grouts* com base de componentes químicos, há evidencia de que estes poderiam deixar de funcionar com o tempo, por tanto perdem a capacidade do melhoramento do solo e também poderiam contaminar o solo.
- Determinar a localização do *grout* no terreno é muito trabalhosa e requer duma ampla campanha de testes.

2.2 Injeções de fracturação (frac grouting)

As injeções de fracturação assim chamadas devido ao efeito causado por induzir a cedência do solo ultrapassando a sua resistência à tração durante o processo de injeção, causando assim a aparição de fissuras cujo volume é cheio com o *grout* de baixa viscosidade injetado no solo. Dito ultrapassagem da resistência deve ser, obviamente, controlado para obter os resultados desejados e/ou planejados durante a etapa de projecto. A fracturação ou fissuração do solo acaba por ser provocada pelo *grout* injetado que deve ser o suficientemente fluido (deve ter uma reologia adequada) para penetrar nas fissuras, daí que esta técnica também leve o nome de hidro- fracturação ou *fracking*, este último termo utilizado mais frequentemente na indústria de gás. Nesta técnica de injeção, da mesma forma que com as injeções de permeação, procura-se que o *grout* penetre nas fissuras do terreno, com a diferença que aqui o *grout* é menos fluido com um tempo de secagem menor, para que sob pressão consiga fraturar o solo, quer dizer as fissuras são feitas injetando o solo, entretanto com as injeções de permeação é suposto as fissuras já existirem e são só preenchidas.

Os assentamentos das estruturas podem ser controlados usando a fracturação do solo, utilizando as misturas de *grout* pré-desenhadas para este tipo de injeções. Esta técnica também se pode usar para reverter os assentamentos de estruturas fundadas em solos moles coesivos, ou para diminuir os efeitos da escavação de túneis nas estruturas vizinhas. Nestes casos é comum se referir a esta técnica como injeções de compensação (*Compensation Grouting*). O principal propósito das injeções de compensação é o de minimizar os assentamentos em superfície devido as atividades de construção (ex.: escavação de túneis). Contudo, a quantidade de assentamentos em superfície não é só controlada por o método de injeção utilizado, também têm a ver com o

método de escavação. Um bom método de escavação pode reduzir significativamente os assentamentos como é o caso da escavação de túneis com máquinas tuneladoras.

O mecanismo de falha por fracturação é diferente dependo do tipo de solo. A fracturação dum solo coesivo é diferente a dum solo não coesivo. A coesão aumenta a probabilidade de fracturação.

No caso de solos relativamente impermeáveis como os solos coesivos, o *grout* não consegue permear e sempre acontecerá a hidro- fracturação. A fracturação acontecerá em solos menos coesivos e relativamente permeáveis só se o *grout* têm as propriedades corretas. No caso das areias a fracturação pode acontecer quando se aplica tensão numa só direção devido ao arranjo das partículas de solo.

A técnica de hidro- fracturação pode ser também utilizada para mitigar até certo ponto o efeito dos solos expansivos. Isto consegue-se criando rachaduras de fracturação a intervalos de 15 cm perto da superfície até conseguir uns 5-6 intervalos. Desta forma cria-se uma barreira para impedir a saturação do solo e o cimento Portland reduz o efeito da esmectite que causa o inchamento da argila. Na Figura 2.5 mostra-se um esquema das "raízes" de *grout* que se formam no solo quando tratado com injeções de fracturação





2.2.1 Vantagens e Desvantagens

As principais vantagens das injeções de fracturação são:

- O processo de injeção pode-se repetir permitindo agir de acordo aos assentamentos medidos em tempo real.

- Se têm um controlo da taxa de injeção de grout podendo-se regular esta em tempo real.

- A reologia da mistura de grout para este tipo de injeções geralmente é atingida rapidamente devido ao requerimento duma alta fluidez.

- É um método de injeção relativamente barato se o compararmos aos outros em termos do equipamento necessário como as bombas de injeção e máquinas perfuradoras.

Talvez a principal desvantagem deste método de tratamento do terreno seja a dificuldade em saber até quanto é necessário fraturar o terreno por meio da injeção de *grout* para atingir os objetivos do projeto, particularmente na compensação de assentamentos onde se o terreno for fraturado a mais do necessário, as rachaduras podiam chegar até a superfície com o associado ressurgimento do *grout* à superfície e a perda de volume associada e do efeito de compensação.

2.3 Jet – grouting

A técnica de jet-grouting utiliza altas pressões, e jatos de água a alta velocidade combinada ou não com jatos de ar para substituir e/ou misturar o solo com o *grout*. A combinação de equipamentos sofisticados e um amplo conhecimento técnico, fazem que esta técnica de tratamento do solo seja compatível com qualquer tipo de solo, desde areias e cascalhos até argilas altamente sensíveis. Na Figura 2.6 se mostra um esquema do processo construtivo de colunas usando *jet-grouting*.



Figura 2.6 -Processo construtivo de *jet-grouting*. A) Escavação; B) Operação de erosão e mistura/substituição; C) Construção da coluna de *jet-grout*; D) Colunas acabadas formando uma estrutura tipo muro (Adaptado de FHWA, 2017)

Existem basicamente três sistemas de tratamento utilizando o *jet-grouting* cuja diferença é a quantidade de fluidos ejetados durante a aplicação. Estes são:

- <u>Sistema mono fluido</u>: Este sistema é o mais simples e direto. Esta simplicidade é devido ao uso da alta velocidade do jato de injeção de *grout*; para cortar, remover e misturar o solo insitu. Esta é mais uma técnica de mistura do solo *in-situ* que uma técnica de substituição do solo.

- <u>Sistema de fluido duplo</u>: A principal característica do sistema de fluido duplo é a injeção em simultâneo de *grout* a alta velocidade com um cone de ar comprimido. Conceitualmente, este é uma simples extensão do sistema mono fluido. Contudo, por meramente introduzir ar comprimido em redor do jato de corte, o sistema de fluido duplo é capaz de criar colunas do dobro do diâmetro que as construídas com o sistema mono fluido. A principal desvantagem deste sistema é que o solo em redor fica com um alto conteúdo de ar nos poros. É o sistema que oferece a menor resistência das colunas da mistura solo-*grout (soilcrete)*.

- <u>Sistema de fluido triplo</u>: Este é o sistema de *jet-grouting* mais complicado devido a injeção em simultâneo de três fluidos diferentes, chame-se: ar, água e grout. A injeção dos três fluidos permite a remoção duma maior quantidade de solo durante a aplicação, e, portanto, este sistema pode ser utilizado para substituir totalmente o solo in-situ pelo *grout*. Os diâmetros das colunas obtidas usando este sistema geralmente são os maiores devido a separação dos jatos em ar/água e *grout*.



Figura 2.7 -Sistemas de jet-grouting (Adaptado de FHWA, 2017)

2.3.1 Jet-grouting aplicado em túneis escavados pelo método NATM

As injeções feitas desde o túnel têm a característica que desde que é criada uma abertura no terreno, acontece um relaxamento das tensões instaladas no maciço com a perda de volume associada antes de injetar o terreno. É um fato que ao usar esta técnica, as injeções têm que se fazer obrigatoriamente durante a escavação do próprio túnel. Duma forma geral as injeções

feitas desde o túnel utilizam-se principalmente para a estabilidade da frente de escavação, e assim ter maiores avanços sem problemas de estabilidade. Há muitas técnicas já conhecidas e tratadas amplamente na literatura com esta abordagem, como por exemplo micro- estacas com forma de guarda-chuvas ou leque. Também as injeções feitas desde o túnel para a diminuição dos assentamentos á superfície formam parte do método construtivo do túnel per sé, por requer um espaço no intervalo de tempo quando o avanço da escavação. Nesse sentido, com este método de injeção modifica-se o processo construtivo adicionando mais um passo na construção do túnel. O comprimento do tratamento é normalmente entre os 10-15 m, mas os avanços do túnel detêm-se 2-3 m antes do fim da zona tratada para ter algum suporte para garantir a estabilidade do teto do túnel. Na Figura 2.8 mostra-se um esquema da sequência da construção dum túnel suportado usando esta técnica. Esta técnica também é utilizada para estabilizar o terreno nos poços de ataque ou saída de túneis escavados por TBMs quando o suporte proporcionado pela máquina ainda não é suficiente (Carrera Sanjur, 2012).



Figura 2.8 -Processo construtivo do suporte dum túnel escavado pelo método NATM utilizando *jet-grouting* a) *jet-grouting* adiante da frente do túnel; b) escavação; c) *jet-grouting* no próximo avanço; d) esquema geométrico do tratamento (Adaptado de Bell, 1993)

2.3.2 Vantagens e Desvantagens

Umas das principais vantagens do *jet-grouting* em relação aos outros tipos de técnicas de injeção, é que os três tipos de sistemas podem ser usados para estabilizar solos formados por cascalhos, areias e solos argilosos usando misturas de *grout* não poluentes formados por água e cimento como componentes principais. Colunas de *grout* de grande diâmetro (50 a 300 cm)

podem-se construir feitas a partir dum pequeno furo duns 9 cm de diâmetro. Obstáculos tais como estacas de madeira ou pedregulhos podem-se ultrapassar ou incorporar no tratamento. O *jet-grouting* pode-se começar em pequenas profundidades desde superfície e levar-se até maiores profundidades (há registos de até 70 m desde a superfície) dependendo dos requerimentos do projeto.

Desvantagens de todos os sistemas de j*et-grouting* feitos desde a superfície estão relacionadas ao requerimento dum fluxo continuo do material removido desde o ponto de injeção até a superfície onde prevalecem as condições atmosféricas. Esta condição significa que a pressão no ponto de injeção é devida só ao peso do material que está a ser removido. Se a rota por onde o material está a ser removido é obstruída, por exemplo com material argiloso colado em redor das hastes de perfuração, a pressão no ponto de injeção pode-se tornar igual a pressão aplicada pela bomba de injeção (> 60 MPa). Obviamente a condição de não fluxo não pode continuar indefinidamente. Por tanto o "entupimento" da rota de saída do material removido devia-se limpar pela pressão aplicada com a bomba de injeção, ou o operário da máquina deve parar a injeção antes dum maior dano acontecer, por exemplo: levantamento do terreno, movimentos laterais do terreno não desejados. Se acontecer um forte hidro- fracturação do terreno, então não se formam as colunas do tratamento desenhado. Se a condição do fluxo continuo do material removido desde o ponto de injeção até a superfície é garantida, então a técnica de jet-grouting é um processo de erosão do terreno muito rápido. Esta técnica requer a gestão dum alto volume de material escavado na superfície.

2.4 Injeções de Compactação (LMG-Low Mobility Grout)

As Injeções de Compactação foram utilizadas pela primeira vez para o controle dos assentamentos durante a construção do projeto *Bolton Hills Tunnels* no Baltimore, USA (Baker et al, 1983).

Injeções de Compactação (*Compaction Grouting*) ou LMG é definido como "a injeção dum *grout* rijo que não se mistura nem penetra no solo, frequentemente desloca o solo onde é injetado, e não viaja muito longe do ponto de injeção" (FHWA, 2017). Esta consiste na injeção dum *grout* com uma baixa queda na prova do *slump* e também uma baixa mobilidade num terreno solto por natureza ou porque tenha sido perturbado (aterros) (ASCE, 2019). O termo mobilidade é geralmente definido como uma medida de quanto facilmente o material flui. Alguns autores (Warner et al, 1992; Au, 2001) têm utilizado a relação da máxima distância radial de viagem desde o ponto de injeção e a mínima distância radial desde o ponto de injeção até a interfase *grout*-solo, chamada índice de viagem (*travel index*), como uma medida da mobilidade do *grout* injetado.

Esta técnica de injeção procura melhorar a resistência e/ou a rigidez do solo por uma injeção lenta e controlada onde o material injetado não permeia nem fratura o solo. Este comportamento permite um adensamento consistente do solo em redor do bolbo de injeção formado por o *grout* que se expande, dando como resultado a inclusão dum material rijo rodeado dum solo com aumento da sua densidade. O processo de injeção pode-se aplicar por igual por baixo ou cima do nível freático. Este tipo de injeções é normalmente aplicado em aterros de solo solto e solos

naturais soltos, com suficiente permeabilidade para prevenir o excesso de pressão de água nos poros.

Quando é utilizado em areias com um alto índice de vazios por cima de túneis ou sumideiros (*sinkholes*) as injeções de compactação densificam o solo e, portanto, evitam os assentamentos em superfície (Schmertmann e Henry, 1992). Se os assentamentos já têm ocorrido, uma injeção deste tipo feita com cuidado pode-se utilizar para levantar e nivelar qualquer estrutura na superfície que tinha sido impactada pelos assentamentos do terreno (Figura 2.9).



Figura 2.9 -Esquema de prevenção dos assentamentos induzidos pela escavação dum túnel com injeções de compactação (Adaptado de FHWA, 2017)

- Aptidão dos solos para tratamento por Injeções de Compactação:

A Guia de Injeções de Compactação (ASCE, 2019) faz referência ao parâmetro de estado (*state parameter* - Ψ) para avaliar qual vai ser o comportamento do solo sob cortante e por tanto se o tratamento por injeções de compactação é adequado para o tipo de solo que estamos a estudar.

O parâmetro de estado, Ψ , é definido como:

$$\Psi = \mathbf{e} - \mathbf{e}_{\mathbf{c}} \tag{Eq. 2.1}$$

Onde e_c é o índice de vazios crítico do solo para a tensão efetiva do solo onde queremos avaliar a aptidão para o tratamento com injeções de compactação.

O estado crítico do solo (Schofield e Haigh (2018); Schofield e Wroth (1968)) atinge-se com grandes deformações por cortante, onde o índice de vazios do solo mantem-se constante com o incremento do cortante. No estado crítico, Ψ é igual a 0. À pequenas deformações, nos solos muito adensados o índice de vazios vai ser menor que o índice de vazios crítico ($e < e_c$; $\Psi < 0$) e os solos neste estado vão se dilatar sob cortante. Entretanto os solos soltos ou pouco adensados ($e > e_c$; $\Psi > 0$) vão se comprimir sob cortante. Os solos em estado crítico ($\Psi = 0$) não mostram

mudança do volume sob cortante. Portanto, o parâmetro de estado prediz o potencial adensamento do solo sob cortante.

Quando se está a injetar o solo, acontece um incremento na tensão média, causando a correspondente compressão do solo. Ao mesmo tempo, o solo injetado também está a ser submetido a cortante, o que causa uma mudança no volume do solo devido a dilatação ou contração. A componente da mudança do volume devido ao cortante geralmente é muito maior que a mudança de volume ocasionada pelo incremento na tensão média. Para um solo considerar-se adequado para ser tratado com injeções de compactação, este deveria adensar-se quando está a ser injetado.

Ao fim duma injeção de compactação as deformações perto do bolbo de *grout* são grandes e o solo é perto de atingir o estado crítico. Portanto, entre mais solto o solo, maior o potencial de adensamento se fosse tratado com injeções de compactação.

- <u>Composição</u>:

O *grout* geralmente é composto duma mistura de materiais cuja granulometria inclui cascalho, areia limosa, cimento, e água para formar uma massa com um *slump* menor de 50 mm. A envolvente de distribuição das partículas para os agregados apresentada na Figura 2.10 é para uma mistura de *grout* bem graduada e contém tamanhos de partículas desde lodos até cascalhos. Os agregados que caim dentro desta envolvente produzem um *grout* satisfatório, com as partículas maiores, os cascalhos dão como resultado mais controle sob as injeções e evitam a hidro- fracturação do solo. O *grout* deve ser o suficientemente rijo para sair da linha de injeção como uma extrusão. As peças que se partem do corpo principal devem ter uma textura granular. A Figura 2.11 mostra qual deveria ser a consistência de um grout adequado para injeções de compactação.

O cimento é usualmente incluído, mas não é um requerimento e pode ser omitido. Dependendo da disponibilidade de materiais, a areia siltosa pode ser obtida adicionando a quantidade apropriada de finos e areia disponível.

Adição de argilas muito plásticas, tais como a bentonite, ou aditivos fluidificantes para incrementar a bombeabilidade, são geralmente não aceites e deviam só ser considerados sob circunstâncias excecionais, porque estes aditivos provocam que o *grout* comporte-se como um fluido no terreno. Argilas muito plásticas não são recomendadas para misturas de *grout* para injeções de compactação (até 1.5% de bentonite por peso da mistura pode causar perda do controle). Nos projetos de injeções de compactação onde considere-se o uso de bentonite para o fabrico do *grout*, devem-se fazer ensaios a escala real no solo a tratar, para confirmar o comportamento do *grout* desenhado. Estos ensaios devem incluir a escavação de três ou mais bolbos de injeção para confirmar um comportamento aceitável do *grout*.



Figura 2.10 -Envolvente de gradação dos agregados para *grout* de injeções de compactação (Adaptado de ASCE, 2019)



Figura 2.11 - Grout retornado da tremonha da bomba de injeção, com uma reologia adequada (Adaptado de ASCE, 2019)

Pressão de injeção:

Pode-se dizer que determinar a pressão de injeção é uma das tarefas mais difíceis dum projeto de injeções. O problema da determinação da pressão de injeção tem a ver com o problema fundamental de Geomecânica da expansão duma cavidade (Yu, 2000; 2006). Existem inúmeras soluções para este problema, mas são na sua maior parte soluções aproximadas (Carter et al,

1986), cada uma com as suas próprias limitações produto das simplificações adotadas para cada uma delas para a resolução do tipo de problema específico para o qual foram criadas. Para chegar a soluções analíticas exatas é preciso usar a teoria da mecânica dos solos de estado crítico aplicada ao problema específico da expansão duma cavidade com soluções matemáticas cuja resolução é longe da simplicidade (Chen e Abousleiman (2012); Chen e Abousleiman (2013)).

Na atualidade, a aplicação de modelos realistas do comportamento mecânico do solo para analise numérica da expansão duma cavidade para projetos de injeção não é comum na literatura, por tanto os engenheiros não estão habituados a considerá-lo para a maioria dos projetos de injeções (ASCE, 2019).

A pressão máxima de injeção nas IC é aquela que uma vez aplicada ao terreno consegue-lhe compactar até este atingir o seu índice de vazios crítico e não devia ser maior que esta devido a que nesse caso produziria fracturação do solo, diminuindo a sua compactação.

A pressão máxima de injeção nem sempre é condicionada só pela resistência do solo e sua compactabilidade. É também condicionada pelo confinamento proporcionado pelo corpo do solo por cima do ponto de injeção, porque quando a pressão de injeção ultrapassar o peso do referido corpo de solo, então produz levantamento do solo em superfície, com a descompactação associada, diminuindo a eficiência do tratamento. Considerar esse tipo de falha num projeto de injeções é particularmente importante em injeções feitas perto da superfície, pelo baixo confinamento proporcionado pela massa de solo por cima do ponto de injeção. Para avaliar esta condição utiliza-se um modelo de cone truncado (Au, 2001) ou do cilindro (Cirone, 2016) para representar o solo por cima do ponto de injeção e o seu peso mais a sua resistência, para determinar a pressão máxima se este fosse o fator condicionante.

Depois de definir a pressão limite e a profundidade se têm que definir a zona de influência de cada uma das injeções planejadas. É de prática comum analisar uma ou duas injeções e assumir que o resto das injeções vão ter um comportamento parecido. Mas isto não é o que acontece na realidade já que a eficiência final das injeções vai ser afetada pelas injeções vizinhas e se estas são feitas duma maneira simultânea ou sucessiva (Au, 2001).

Para avaliar estes efeitos recorre-se aos métodos numéricos usados junto com os modelos constitutivos para o tipo de solo estudado e dessa maneira obtém-se uma análise mais exata do problema. Mesmo assim, análises do processo de injeção como tratamento do terreno para a escavação de túneis seguindo uma sequência de injeção dos furos como na realidade não é muito comum.

- Definição dos parâmetros de injeção:

As taxas de injeção encontram-se tipicamente na ordem dos 30 a 60 L/min, mesmo assim taxas de injeção ainda menores são necessárias para aplicações em projetos sensitivos. Também taxas de injeção maiores podem-se usar sob condições específicas sob o risco de a injeção ser mais difícil de controlar. O uso de taxas de injeção maiores as recomendadas também podiam gerar um comportamento não drenado do solo (associado com a geração de pressão de poros excessiva), produzindo que a água perto do bolbo de injeção não consiga fluir além do solo sob

tensões durante o processo de injeção. Um comportamento do solo não drenado ou perto deste estado, reduz significativamente o adensamento e incrementa as pressões de injeção. Uma regra geral para determinar a taxa de injeção ótima é manter a taxa do incremento da pressão de injeção em volta dos 55 kPa por minuto uma vez que o fluxo do *grout* é estabelecido. Uma taxa de injeção de 30 a 60 L/min têm-se encontrado como ótima para a maior parte dos trabalhos de produção. Taxas de injeção menores podem-se usar em solos finos com baixa permeabilidade para trabalhos que requerem algum cuidado.

A injeção da massa de *grout* é um evento localizado de sobrepressão. Quando as permeabilidades são as suficientemente altas e a injeção se faz o suficientemente divagar, o excesso de pressão de poros pode-se dissipar ao mesmo tempo que a água sai dos poros do solo perto do ponto de injeção facilitando uma compactação satisfatória. Onde a taxa de injeção não é balanceada com a taxa de dissipação da pressão de poros e esta incrementa-se excessivamente, pode acontecer hidro- fracturação do solo.

O adensamento também é mais efetivo se há confinamento, tal como uma zona adjacente de solo mais rijo, ao lado ou por cima da massa de *grout* expansiva. O confinamento permite aplicar altas pressões localizadas, forçando as partículas ficar mais juntas durante o cortante, o que resulta numa melhor compactação. Por esta razão, os furos de injeção são usualmente escavados e injetados sequencialmente num padrão em forma de grelha. Os furos perimetrais são injetados em primeiro lugar para criar um tipo de muro que proporcione o confinamento necessário para os furos interiores. Frequentemente, programas de injeções malsucedidos (ou ineficientes) podem-se culpar ao fato de ter sido iniciado de dentro para fora sem criar o devido confinamento. Por tanto, menos reação ou limitação de movimentos deve-se procurar para permitir o desenvolvimento de tensões suficientemente elevadas para uma efetiva compactação do terreno durante o cortante.

O método conhecido como espaçamento dividido (*split spacing*), onde os furos de injeção são injetados num padrão alternado, otimizam o confinamento durante as injeções. Desta forma, a injeção se faz entre injeções feitas previamente, assim maximiza-se o confinamento. Os furos iniciais chamam-se **furos primários**, e os seguintes localizados entre os primários chamam-se **furos secundários**. Podem-se adicionar furos com denominações maiores se for preciso (Figura 2.12). O padrão de grelha é comum ser usado para os diferentes tipos de injeção variando a sequência de injeção dos furos.

Uma logica parecida aplica para injeções a várias profundidades. Onde a injeção acontece a profundidades consideráveis, a resistência do solo é maior que a pouca profundidade. Desta forma, maiores pressões de injeção e maiores volumes de *grout* podem-se injetar para influenciar um maior volume de solo sem causar levantamento do solo na superfície. Por tanto, quando o ponto de injeção se aperta da superfície, menores pressões de injeção e volumes de *grout* conseguem levantar o solo em superfície, dificultando o adensamento. Esta é a razão de porque as injeções de baixo para cima são menos efetivas a pouca profundidade. Mesmo assim alguns empreiteiros conseguem executar projetos de injeção a pouca profundidade injetando os furos de baixo para cima baixo é mais efetiva a poucas profundidades sempre que

conseguirmos garantir uma taxa de injeção o suficientemente baixa para atingir o adensamento do solo. Esta combinação pode ser crítica quando o objetivo do programa de injeções é a melhora das condições do terreno a pouca profundidade.

Nas Figuras 2.13 e 2.14 mostram-se as duas técnicas de injeção de compactação mais habitualmente utilizadas. Na Figura 2.13 mostra-se um esquema típico de injeções de baixo para cima, injetando desta forma o solo está confinado verticalmente só por o seu próprio peso, por tanto a pressão de injeção podia-se limitar por o critério de cedência vertical (Cirone, 2016). A Figura 2.14 mostra um esquema de injeções de cima para baixo. Este esquema procura compactar primeiro o solo por cima para depois compactar as etapas mais profundas, ter maior confinamento e aumentar a efetividade das injeções. Este esquema têm a desvantagem que é mais demorado e requer de re- perfuração o que aumenta os custos, em troca podem-se usar pressões de injeção maiores para atingir um maior volume de solo durante a injeção. Existe uma analogia entre a intenção de confinar o terreno da cima no esquema da Figura 2.14 para aumentar a resistência, e a sequência de injeções na Figura 2.12 onde se vai procurando aumentar o confinamento para aumentar a eficiência.

2.4.1 Vantagens e Desvantagens das Injeções de Compactação

A principal vantagem das IC é a sua capacidade de adensar terrenos soltos em aplicações onde não é viável a utilização de *jet-grouting* devido as altas pressões e desagregação que se produz no terreno comprometendo a estabilidade de estruturas e utilidades na vizinhança da obra.

Algumas desvantagens podiam ser:

- Os tubos de injeção não são reutilizáveis.

- Se utilizam altas pressões de injeção com os riscos associados a esta.

- Precisa-se de equipamento (bombas) capazes de atingir os picos de pressão requeridos (40-70 bar) com fluxos de aproximadamente 20 m³/h. É obvio que estos equipamentos têm custos elevados.

- Se o terreno apresentar algumas zonas com camadas menos resistentes para a qual desenhamos a pressão de injeção, pode ocorrer fracturação hidráulica diminuindo a eficiência das injeções.

- Devido as altas pressões que caracterizam as injeções de compactação, geram-se também altas pressões nos poros nas argilas, que ao dissipar-se, produz o efeito de consolidação pudendo levar a uma subestimação da eficiência das injeções por tanto á necessidade de injetar um maior volume de grout que o projetado. Devido a isto, a campanha de investigação das propriedades do terreno tem de ser detalhada para usar as grandezas certas para ao aplicar-lhes junto com os conceitos adequados para cada caso no desenho. Cabe enfatizar que a etapa de desenho é considerada crítica.



Figura 2.12 - Arranjo típico de malha de furos de injeção (Adaptado de ASCE, 2019)



Figura 2.13 -Injeções de baixo para cima (Adaptado de ASCE, 2019). Nota: (1) instalação da camisa, (2) retração da camisa até a parte mais alta da etapa mais profunda, (3) injetar a primeira etapa, (4) subir a camisa até a parte mais alta da seguinte etapa, (5) injetar seguinte etapa, (6) repetir os passos 4 e 5 até a parte mais alta da zona de melhora



Figura 2.14 -Injeções de cima para baixo (Adaptado de ASCE, 2019). Nota: (1) instalar a camisa de injeção num furo maior até a parte mais alta da primeira etapa de injeção, (2) perfurar através da camisa de injeção para estender o furo até o fundo da etapa desejada, (3) injetar a primeira etapa e deixar curar o grout (geralmente durante a noite), (4) perfurar através a primeira etapa e aprofundar o furo até o fundo a segunda etapa, (5) injetar a etapa e deixar curar o grout, e (6) repetir os passos 4 e 5 até o buraco atingir a profundidade desejada (geralmente indicada por baixa taxa de injeção ou alta pressão)

2.5 Considerações finais

Como em qualquer projeto de injeções, a primeira coisa que devemos perceber é o alcance do problema e as condições do solo. Só quando estes elementos sejam compreendidos, o objetivo da campanha de injeções pode ser definido, e os meios e métodos que se precisam para atingir estos objetivos podem ser estabelecidos.

As condições do local onde vai-se levar a cabo o projeto de injeções determinam quais são os passos a seguir. Descobrir qual é a natureza do problema e o alcance do projeto é frequentemente a maior dificuldade.

É necessária uma adequada auscultação do terreno, incluindo furos de sondagem, poços de investigação, ensaios in-situ, ensaios de laboratório, reconhecimento visual, para depois juntar toda esta informação numa base de dados que se possa consultar facilmente e seja de ajuda na toma de decisões. Precisam-se de suficientes sondagens para identificar a natureza dos materiais no subsolo e a extensão vertical e lateral destes materiais. A auscultação deveria também descobrir a presença de obstáculos tais como pedregulhos ou detritos que possam complicar as operações de perfuração e injeção. A auscultação deve-se estender a suficiente profundidade para definir o fundo da área que vai ser injetada e a presença de zonas compressíveis que
poderiam experimentar consolidação sob o peso acrescido do solo tratado. Camadas de solo solto, denso, ou materiais coesivos poderiam influenciar fortemente a eficiência do tratamento do solo e os volumes de *grout* requeridos. Uma análise granulométrica, de conteúdo de humidade e limites de Atterberg é a informação básica do solo que se precisa para conhecer a aplicabilidade da técnica de injeção. A densidade in-situ é usualmente estimada dos ensaios de penetração SPT ou CPT. Informação de permeabilidade precisa-se para avaliar a dissipação de pressão de poros e dever-se-ia medir em solos finos. O comportamento durante a consolidação pode ser importante para solos coesivos, principalmente se o tratamento produz condições perto da saturação.

O engenheiro de injeções deve revisar todos os dados disponíveis, incluindo a estratigrafia dos furos de sondagem, ensaios, história de construções antigas no local, mapas geológicos e toda a informação de interesse para definir a natureza do problema e sua extensão. A definição do problema baseado nos dados disponíveis permite ao/s engenheiro(s) focar-se no próximo passo: *procurar uma técnica de tratamento do solo que resolva o problema*. A definição do problema é também chave para determinar se o problema é fixo ou não. Contudo as injeções devem ser feitas segundo foi especificado, sem uma definição clara do objetivo, determinar se um projeto de injeções teve sucesso, atingindo os resultados desejados, é impossível.

Temos de ter em conta que cada formação geológica é diferente, mesmo sendo solos parecidos os processos geológicos levam a uma heterogeneidade que faz de cada formação praticamente única, por isto uma vez iniciados os trabalhos de injeção, os parâmetros como pressão, taxa de injeção, mesmo as dosagens dos materiais utilizados para o fabrico do *grout*, têm-se que adaptar as condições particulares do solo que estamos a injetar. O que se recomenda é devagar e tentar perceber o comportamento do solo sob injeções para avaliar se estamos a atingir o objetivo para o qual estamos a tratar o terreno, se este não for o caso, então deve-se começar a fazer pequenas mudanças e continuar a avaliar até conseguir a mistura de todos os elementos que funcionam melhor em conjunto para atingir o resultado desejado. Podemos dizer que uma campanha de injeções é uma aprendizagem continuo tentando perceber o que quer dizer o terreno através do seu comportamento sob injeções.

O *Grouting* compreende uma variedade de técnicas para introduzir materiais no terreno utilizando pressão. Desde os inícios das injeções com simples calda de cimento até hoje onde utilizam-se técnicas modernas de injeção de misturas de vários materiais, as injeções têm jogado um papel importante na construção, manutenção e modernização das infraestruturas de transporte, barragens, diques e túneis. Desde o fim dos anos 90's até hoje tiveram lugar importantes avanços das técnicas de injeção no terreno.

Potenciais assentamentos é uma consideração na etapa de desenho de todos os projetos de escavação de túneis superficiais. Permeação, compactação, "jet" e fracturação, são o tipo de injeções que podem ser efetivas na prevenção ou compensação dos assentamentos neste tipo de obras.

Quando os métodos de escavação de túneis convencionais são utilizados e os túneis escavados estão inseridos em maciços onde há estruturas, serviços, etc. suscetíveis de sofrer danos devido

as deformações induzidas em superfície e mais em baixo, pela escavação. Geralmente recomenda-se fazer um tratamento do terreno para diminuir os assentamentos e proteger as estruturas. Recomenda-se que as estruturas em superfície que têm previsto ser afetadas pela escavação devem ser devidamente avaliadas e depois instrumentadas e medidas antes e durante a escavação para demarcar as devidas responsabilidades legais.

As injeções do solo usualmente oferecem uma distintiva vantagem económica sobre a alternativa de remoção e substituição do material in situ. Outra vantagem sobre a possibilidade de remoção/substituição tem a ver com a segurança. Por exemplo, a injeção usada para a remediação de recalques de estruturas não requer a escavação ao lado das estruturas em causa, por tanto se elimina a necessidade da entrada de pessoas em zonas de risco elevado. O tratamento por injeções é menos perturbador da vizinhança da obra, esto é de particular importância em zonas residenciais. Durante a escavação de túneis, as técnicas de injeção apropriadas fornecem o suporte necessário sem interrupção do tráfego em instalações pré-existentes

O amplo mundo do *grouting* dá a impressão frequentemente de estar interligado por uma "fraternidade" que vai além de concorrências, empregadores e diferenças filosóficas de opinião. Este tipo de alvenaria mística livre, abrange a todos os que nos dedicamos a ela, desde profissionais da engenharia com desenhos de vanguarda, controlo, e capacidades analíticas, até aos operários trabalhando na construção das obras. Portanto é pragmático concluir que, a diversidade na comunidade do *grouting* raramente pode haver uniformidade de técnicas, filosofias e conhecimento. No entanto, independentemente do processo, aplicação ou ubiquação, existem três laços que devem unir a comunidade do grouting: **segurança, qualidade e ética** (Bruce, 2019).

Por o já mencionado acima resulta complicado definir qual é o estado da arte da técnica de injeções conhecida regularmente como *GROUTING* que é o nome genérico usado para referirse a uma ampla variedade de técnicas e conceitos desde os mais simples até os mais elaborados, usados para o melhoramento do terreno por meio de injeções de *grout* com um determinado objetivo estabelecido previamente.

Para a maior parte dos projetos de injeções é altamente recomendável ter um campo de provas em escala real para avaliar as considerações tidas durante a etapa de desenho com o comportamento real do solo e fazer os devidos ajustes antes de iniciar a campanha de injeções.

Duma maneira geral todos os projetos de injeção pedem controle de qualidade nas suas especificações, por tanto ter critérios pré-estabelecidos de verificação do atingimento dos objetivos do programa de injeções forma parte dum projeto de injeções bem-sucedido.

Novas tecnologias de injeção continuam a ser desenvolvidas pelo que o refinamento das técnicas existentes acontece aceleradamente, entretanto o campo de aplicações continua a crescer. Com o desenvolvimento de novas técnicas tais como injeções de compensação e o progressivo refinamento de métodos mais tradicionais como as injeções de permeação e compactação, hoje em dia as injeções oferecem uma solução de engenharia viável para uma grande variedade de problemas geotécnicos.

Capitulo 3 - O Túnel do Paraíso

Neste capítulo se faz a apresentação da obra real que se tomou como referência, apresenta-se os principais resultados decorrentes da respetiva instrumentação e de um cálculo numérico realizado adotando, para a reprodução do comportamento do maciço interessado, o modelo constitutivo *Hardening Soil*, que se mostrou capaz de reproduzir satisfatoriamente resultados de ensaios publicados na bibliografia realizados sobre amostras representativas dos solos constituintes.

3.1 Descrição geral da obra

De acordo com França (2006) e como se ilustra na Figura 3.1, "O Túnel Paraíso está situado em um trecho de via situado entre a Estação Brigadeiro e a Estação Paraíso, ambas pertencentes à Linha 2 da Companhia do Metropolitano de São Paulo. O túnel está situado entre o Poço Paraíso que foi utilizado para retirada do equipamento do **shield** que escavou o trecho sob a Avenida Paulista e o Poço IOB, que serviu também de ataque para as escavações do trecho em cut and cover da travessia da Avenida 23 de Maio."

Este túnel, que foi escavado de acordo com os princípios do NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), já que se pretendia ter uma maior área de seção transversal nesse tramo para acomodar uma via adicional a servir como via de estacionamento e manobra de trens, tem aproximadamente 103,0 m de comprimento e o seu recobrimento varia entre os 6,0 m e 9,0 m, sendo na secção instrumentada alvo do estudo realizado de 7,6 m. A secção transversal do túnel é não circular com uma altura máxima de 8,4 m e uma largura máxima de 11,4 m (82 m² de área). Na Figura 3.2 mostra-se o arranjo geométrico da seção transversal típica do referido tramo de túnel.



Figura 3.1 - Localização do Túnel Paraíso (Adaptado de França, 2006)



Figura 3.2 -Geometria da Seção transversal do Túnel Paraíso (Adaptado de Parreira e Azevedo, 1993)

Como explica Almeida e Sousa (1999), o processo construtivo teve a sequência de escavação e de colocação da estrutura de suporte inicial feita de acordo com o esquema representado na Figura 3.3.

"A abóboda, cujos avanços iniciais eram feitos segundo duas etapas de 0,8 m, prosseguindo em etapas de 1,6 m, foi escavada em duas fases. Inicialmente era escavada a área 1, situada na periferia da escavação, colocando imediatamente depois de cada avanço uma cambota metálica e executando o betão projetado correspondente ao suporte inicial (20 cm). De seguida, removia-se a área 2 (núcleo central) que funcionava como apoio à frente de escavação. Dado que no decorrer dos trabalhos não se verificaram problemas de instabilidade, não houve necessidade do emprego do arco invertido provisório.

A escavação da bancada, área 3, com avanços em etapas de 1,6 m, foi executada com um atraso pequeno em relação à abóboda, que variou, em geral, entre 3,0 e 4,8 m. Imediatamente atrás era aplicado betão projetado sobre uma tela metálica, completando-se inferiormente o arco."



Figura 3.3 -Túnel mineiro Paraíso - sequência construtiva adotada: a) secção transversal; b) secção longitudinal (Adaptado de Almeida e Sousa, 1999)

3.2 Caracterização Geológica e Geotécnica

A obra está inserida no contexto geológico da Bacia Sedimentar de São Paulo, na cota aproximada 814 m acima do nível do mar. A geologia local é formada predominantemente por sedimentos argilosos de origem terciária, que apresentam uma uniformidade geológica e geotécnica ao longo dessa cota. Esses sedimentos ocorrem ao longo de todo o espigão da Avenida Paulista e também no trecho da obra. As camadas mais superficiais desses sedimentos sofreram intenso processo de laterização, o que lhes conferiu uma estrutura porosa e uma coloração característica, de cor vermelha acastanhada. São as chamadas *argilas porosas vermelhas da cidade de São Paulo*.

Na ocasião da obra, o lençol freático situava-se aproximadamente a 12,0 m de profundidade, coincidindo com o início duma camada de argila siltosa variegada, de consistência rija a dura, e de menor porosidade em relação às camadas mais superficiais.

Abaixo dessa, ocorre uma camada de areia argilosa compacta, de pouca relevância para o presente estudo.

A Figura 3.4 representa o perfil geológico obtido com várias sondagens realizadas na região do túnel. Como se pode observar, junto à superfície existe uma camada de aterro com 2 m de espessura, sobreposta a uma camada de argila porosa vermelha de consistência mole a média (4<SPT<6), com 6 m de espessura, sobreposta, por sua vez, a uma camada de argila porosa vermelha de consistência média a rija (7<SPT<11), com 3 m de espessura. Por baixo destas duas camadas de argila porosa, encontra-se uma camada de argila siltosa variegada de consistência rija a dura (12<SPT<22), com aproximadamente 11 m de espessura, sobreposta a uma camada de argilosa variegada de consistência rija a dura (SPT>23). Nesta altura cabe mencionar que o ensaio SPT serve para avaliar duma maneira rápida a consistência ou densidade relativa in situ.



Figura 3.4 -Perfil geológico onde o túnel está inserido (Adaptado de Silva Peixoto, 2008)

Para obter os principais índices físicos deste tipo de solo fez-se a sua amostragem. Em 1987, para o desenvolvimento do projeto executivo da Linha 2, a Companhia do Metropolitano de São Paulo realizou uma série de ensaios de campo e de laboratório com o objetivo de obter parâmetros de resistência e deformabilidade das diferentes camadas do subsolo do espigão da Avenida Paulista. Para isso, foi escavado um poço experimental, denominado Poço Experimental Gazeta, próximo ao prédio da Gazeta, número 900 da Avenida Paulista, de onde foram extraídos blocos de material indeformado (cubos de 45 cm de aresta) a 3,5 m; 6,5 m; 9,5 m e 12,5 m de profundidade. Parcela destes blocos foi cedida à PUC-Rio para execução de uma série de ensaios para obtenção de parâmetros utilizados na tese de Parreira (1991).

Foram realizados ensaios de caracterização granulométrica, limites de consistência, índices físicos e ensaios para avaliação do comportamento tensão-deformação dos solos, através de ensaios edométricos, ensaios triaxiais de compressão por carregamento axial, ensaios triaxiais de compressão por descarregamento radial, ensaios triaxiais de extensão por descarregamento axial e ensaios de compressão isotrópica. No Quadro 3.1 apresentam-se as características granulométricas e limites de consistência e no Quadro 3.2 os principais índices físicos dos solos interessados pela abertura do túnel.

	Areia-%	Silte-%	Argila%	LL	LP	IP
AP1	5	16	79	78,8	49,5	29,3
AP2	5	28	67	73,8	48,1	25,7
AV	6,5	2	91,5	90,2	47,4	42,8

Quadro 3.1 - Características Granulométricas e Limites de Consistência (Parreira, 1991)

	w - %	e	S - %	γ (kN/m3)	γ_{s} (kN/m3)	k ₀
AP1	$41,5\pm0,74$	$1{,}62\pm0{,}06$	$69,6 \pm 2,4$	$14,7\pm0,3$	27,2	0,58
AP2	$41,\!0\pm0,\!90$	$1{,}52\pm0{,}04$	$72,4 \pm 2,2$	$15,0 \pm 0,4$	26,8	0,58
AV	$36,4 \pm 1,90$	$1{,}02\pm0{,}04$	$94{,}3\pm3{,}1$	$17,9\pm0,2$	26,4	0,84

Quadro 3.2 - Índices Físicos (Parreira, 1991)

3.3 Resultados da instrumentação

Com a finalidade de avaliar as condições de estabilidade da frente de escavação e os potenciais riscos de ocorrência de danos nas estruturas existentes na vizinhança da obra, no decorrer dos trabalhos procedeu-se à medição dos deslocamentos verticais em pontos localizados na superfície do terreno e no interior do maciço.

Na Figura 3.5 mostra-se as curvas que traduzem os deslocamentos verticais em pontos no interior do maciço, localizados num eixo vertical a 1 m do eixo de simetria, medidos em três campanhas de medição, a primeira quando a frente de escavação não tinha chegado ainda à secção instrumentada, a segunda quando atingiu a secção instrumentada e a última quando a frente já se encontrava a uma distância suficiente para se considerarem desprezáveis os movimentos associados à escavação.



Figura 3.5 -Deslocamentos verticais a 1 m do eixo do túnel (Adaptado de Almeida e Sousa, 1999)

A observação da figura permite constatar um aspeto pouco vulgar, que é o dos deslocamentos na proximidade da abertura serem um pouco menores que os de pontos mais afastados, sendo isso originado pelo que ocorre adiante da frente de escavação. De acordo com Almeida e Sousa (1999) isto resulta do efeito de arco longitudinal que origina uma compressão no bloco de solo acima do coroamento. Com a passagem da frente e o seu posterior afastamento esse bloco experimenta um movimento praticamente de corpo rígido. De acordo com Ortigão et al (1996), isto ocorre devido à natureza colapsível da argila porosa que, assim, pode apresentar uma redução de volume à medida que a frente de escavação avança.

Na Figura 3.6 representa-se os assentamentos finais medidos em cinco marcas superficiais e duas curvas, que definem o respetivo perfil transversal, que melhor os aproximam. Uma das curvas, chamada curva de *Gauss*, proposta por Peck (1969), tem a equação:

$$s(x) = s_{MAX} \cdot e^{(\frac{-x^2}{2.i_x^2})}$$
 (Eq. 3.1)

em que x e i_x são, respetivamente, as distâncias do ponto onde se pretende determinar o assentamento e do ponto de inflexão da curva ao eixo de simetria.

Integrando a curva de Gauss, obtém-se o volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel (Eq. 3.2).

$$V_s = \int s(x). \, dx = \sqrt{2.\pi}. \, i_x. \, s_{MAX}$$
 (Eq. 3.2)

A outra curva, denominada de yield density (Celestino et al, 2000) é expressa pela equação:

$$s(x) = \frac{s_{MAX}}{1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^{b}}$$
(Eq. 3.3)

em que a e b são parâmetros da curva, o primeiro com as dimensões de um comprimento e o segundo adimensional, e cuja integração permite obter, tal com no caso da curva de Gauss, o volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel (Eq. 3.4)

$$Vs = \frac{2 \cdot \pi \cdot a \cdot s_{MAX}}{b \cdot Sen\left(\frac{\pi}{b}\right)}$$
(Eq. 3.4)

No Quadro 3.3 inclui-se os parâmetros que definem as duas curvas, ambas definidas por Almeida e Sousa (1999) empregando o método dos mínimos quadrados, e os volumes das bacias de subsidência por unidade de comprimento do túnel, expressas em valor absoluto e em termos do volume total escavado (Clough e Schmidt, 1981).

Curva	Smax (mm)	ix (m)	a (m)	b	Vs (m ³ /m)	% = Vs / A x 100
Gauss	85	6,63	-	-	1,42	1,73
Yield Density	84	-	7,88	3,94	1,48	1,80

Quadro 3.3 -Dados das curvas que definem a bacia de assentamentos

Na Figura 3.6 nota-se bem que a curva *yield density* ajusta-se melhor aos assentamentos superficiais observados com as medições em obra. Ao contrário do que acontece com a curva de Gauss, aquela curva consegue simular bem a restrição importante dos assentamentos a uma zona do maciço situada acima do teto do túnel.

Considerando que o eixo do túnel se encontra a uma profundidade 12,5 m e que os vetores dos deslocamentos totais de todos os pontos dirigem-se em direção ao centro do túnel, podemos encontrar uma relação direta entre os assentamentos e os deslocamentos horizontais à superfície. Dita relação é expressa na equação (Eq. 3.5) que possibilita determinar os deslocamentos horizontais, uma vez conhecidos os assentamentos. Estes deslocamentos à superfície são mostrados na Figura 3.7, e, como seria de esperar, novamente a curva *yield density* é a que mostra o melhor ajuste com os dados resultantes da observação.

$$\mathcal{H}(x) = \frac{s(x)}{12.5} \cdot x \tag{Eq. 3.5}$$



Figura 3.6 -Assentamentos observados e sua aproximação pela curva de *Gauss* e pela curva *yield density*

As equações (Eq. 3.6) e (Eq. 3.7) definem as estimativas das rotações à superfície do terreno obtidas, respetivamente, das aproximações dos assentamentos pelas curvas de *Gauss* e *yield density* e que são mostradas na Figura 3.8. Como se pode verificar, são significativamente maiores as rotações obtidas utilizando a curva *yield density*, já que ela foi capaz de reproduzir bem melhor a grande restrição observada dos assentamentos à zona do maciço acima do teto do túnel.

$$\frac{d_{s(x)}}{d_x} = \gamma = \frac{a^b \cdot b \cdot x \cdot |x|^{b-2} \cdot s_{MAX}}{(|x|^b + a^b)^2}$$
(Eq. 3.6)

$$\frac{d_{s(x)}}{d_x} = \gamma = -\frac{s_{MAX}}{i_x^2} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}} \cdot x$$
(Eq. 3.7)



Figura 3.7 -Deslocamentos horizontais estimados dos assentamentos observados, e da aproximação destes pelas curvas de *Gauss* e *yield density*



Figura 3.8 -Rotações à superfície do terreno estimadas a partir da curva de *Gauss* e da curva *yield density*

Por último e não menos importante, no âmbito das deformações induzidas pela escavação do túnel, estão as extensões horizontais definidas pela equação (Eq. 3.8), resultante da derivação da equação (Eq. 3.5). Na Figura 3.9 são mostradas as extensões horizontais obtidas para as duas curvas de ajuste dos assentamentos superficiais consideradas. Da sua observação constata-se que a extensão máxima de tração obtida da curva de *yield density* é um pouco maior e ocorre mais perto do eixo do túnel.

$$\frac{d_{\mathcal{H}(x)}}{d_x} = \frac{s(x)}{12,5}$$
 (Eq. 3.8)



Figura 3.9 - Extensões horizontais estimadas da curva de Gauss e da curva yield density

Há diferentes critérios para avaliar como o movimento do solo ao nível das fundações pode afetar as estruturas existentes nas proximidades da obra.

Os principais critérios utilizados exigem a avaliação das rotações e das extensões horizontais. As rotações podem-se interpretar como uma medida dos potenciais assentamentos diferenciais (Burland e Wroth, 1974) que poderia experimentar uma estrutura dentro da zona de influência da escavação do túnel. Por tanto, maiores rotações significa maiores assentamentos diferenciais e danos maiores nas estruturas à superfície (Boscardin e Cording, 1989). Estes, naturalmente também serão dependentes das extensões horizontais, já que quanto maiores estas forem, maior será a fendilhação (Burland, 1997). Deste modo poderemos concluir que, no caso do túnel em

análise, a estimativa dos danos feita com base na aproximação dos assentamentos à superfície pela curva de Gauss será otimista, portanto do lado contrário à segurança.

Chame-se a atenção ser prática usual obter a curva de assentamentos considerando a superfície do terreno livre e superpor-lhe as estruturas existentes sem levar em conta o efeito positivo que a consideração da rigidez das estruturas tem na limitação das deformações.

Registe-se ainda que os danos no edificado não dependem apenas dos movimentos induzidos pela construção do túnel, já que eles serão também muito dependentes do tipo de estrutura e, também, muito do seu estado de conservação.

3.4 Modelos constitutivos dos Solos

Os modelos constitutivos ou equações constitutivas expressam as relações matemáticas entre os estados de tensão e os estados de deformação dos materiais.

São muito os modelos constitutivos existentes para simular o comportamento mecânico dos solos, sendo o modelo linear elástico isotrópico o mais simples, requerendo a sua definição apenas dois parâmetros: o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (v). Naturalmente que este modelo simples não consegue representar muitas das mais importantes características do comportamento mecânico dos solos. Ele pode ser apropriado, e é muitas vezes empregue, para a modelação do comportamento de elementos estruturais maciços ou camadas de rocha dura.

Modelos mais elaborados, elásticos perfeitamente plásticos e, sobretudo, elasto-plásticos, são já capazes de reproduzir melhor o comportamento mecânico dos solos. Um dos modelos elasto-plásticos mais empregues hoje em dia é o modelo *Hardening Soil*, implementado no programa Plaxis e que foi o empregue para modelar o comportamento das duas camadas superiores de argila porosa (AP1 e AP2). Por sua vez, o comportamento da camada subjacente de argila variegada (AV) foi modelado por um modelo elástico perfeitamente plástico, com a rotura a ser controlada pelo critério de Mohr-Coulomb.

Os parâmetros definidores dos modelos empregues foram estabelecidos por França (2006); e encontram-se incluídos no Quadro 3.4.

	E ₅₀ ^{ref} (MPa)	E _{oed} ^{ref} (MPa)	E _{urr} ef (MPa)	v_{ur}	m	c' (kPa)	φ' (°)
AP1	4	1,5	40	0,2	1	35,4	23,3
AP2	6	1,7	30	0,2	1	39,8	27,2
AV	120	-	-	0,3	-	66,2	25

Quadro 3.4 - Parâmetros dos solos sem tratamento (França, 2006)

3.4.1 Modelo Constitutivo Hardening Soil

Em contraste com um qualquer modelo elástico-perfeitamente plástico, a superfície de cedência dum modelo elasto-plástico, como é o modelo *Hardening Soil*, não é fixa no espaço das tensões principais, podendo-se expandir devido às deformações plásticas.

No caso particular do *Hardening Soil* são duas as superfícies de cedência existentes. Uma delas tem a sua expansão controlada pelas deformações plásticas associadas à tensão deviatória, enquanto a expansão da segunda é controlada pela variação da tensão média (Figura 3.11).

O *Hardening Soil* é um modelo avançado para simular o comportamento de diferentes tipos de solo, solos moles e também solos rijos. Aquando um solo é carregado com tensões de desvio, este experimenta uma diminuição na rigidez e ao mesmo tempo acontecem deformações plásticas. Para o caso particular dum ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial (ϵ_a) e a tensão de desvio (q) pode ser bem representada por uma hipérbole, o que deu origem no passado aos chamados modelos hiperbólicos. Não obstante, o modelo *Hardening Soil* ultrapassa ao modelo hiperbólico. Em primeiro lugar por usar a teoria da plasticidade em lugar da teoria da elasticidade; em segundo lugar por introduzir a dilatância do solo no modelo, e por último por inserir uma superfície de cedência para carregamento isotrópico.

-Características do Modelo Hardening Soil:

Algumas das características deste modelo são:

- Dependência da rigidez do solo de acordo ao estado de tensões instaladas neste relacionadas com uma equação de expoente m.

- Deformações plásticas devido ao carregamento primário com tensões de desvio.

- Deformações plásticas devido ao carregamento por compressão simples.

- Comportamento elástico sob um ciclo de carregamento / descarregamento.

- Critério de rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

De acordo com o acima listado seguem os parâmetros do modelo relacionados com as características deste respetivamente. Os parâmetros que definem o modelo para um determinado solo são os seguintes:

- m: Expoente que define a dependência da rigidez do solo de acordo ao estado de tensões instalado neste.

- E^{ref}_{50} : Módulo secante de rigidez de referência para um estado de tensão definido pela tensão de confinamento de referência p^{ref}

- E^{ref}_{oed} : Módulo tangente de rigidez para o ensaio edométrico definido pela tensão de confinamento de referência p^{ref}

- E^{ref}_{ur} : Módulo elástico de referência para descarga e recarga (padrão $E^{ref}_{ur} = 3 \cdot E^{ref}_{50}$)

- c: coesão efetiva
- φ: ângulo de atrito efetivo
- Ψ: ângulo de dilatância

Além dos parâmetros acima mencionados o modelo tem outros parâmetros para os que o *software* recomenda usar os valores padrões, estes parâmetros são os seguintes:

- v_{ur} : Relação de poisson para carga/recarga (padrão $v_{ur} = 0,2$)

- p^{ref}: Tensão de referência para rigidez (padrão p^{ref} = 100 unidades de tensão - kPa)

- K_0^{nc} : Coeficiente de impulso lateral para o solo normalmente consolidado (padrão $K_0^{nc} = 1$ -Sin ϕ)

- R_f: Razão de falha q_f / q_a (Padrão R_f = 0,9)
- $\sigma_{tração}$: Resistência à tração (padrão $\sigma_{tração} = 0$ unidades de tensão kPa)
- $c_{aumento}$: Igual ao modelo de Mohr-Coulomb (padrão $c_{aumento} = 0$)

Uma característica base do modelo *Hardening Soil* é a dependência da rigidez em relação ao estado de tensões instalado no solo. Para as condições de tensão e deformação do ensaio edométrico o modelo considera a relação $E_{oed} = \left(\frac{-\sigma_1}{p_{ref}}\right)^m$. Para o caso dos solos moles é realista usar m = 1. Nesses casos há uma relação simples entre o índice de compressão modificado λ^* e o módulo edométrico dada pelas equações (Eq. 3-9) e (Eq. 3.10).

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*}$$
(Eq. 3.9)

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \tag{Eq. 3.10}$$

Onde p^{ref} é a pressão de referência. O *software* Plaxis considera um módulo edométrico tangente a uma pressão de referência pré-estabelecida. Portanto, a rigidez do solo induzida pelo carregamento primário está relacionada ao índice de compressão modificado λ^* ou ao índice de compressão do modelo Cam-Clay λ .

Da mesma forma o modulo de descarga-recarga está relacionado ao índice de descompressão modificado κ^* ou ao índice de descompressão do modelo Cam-Clay κ , pelas equações (Eq. 3.11) e (Eq. 3.12). Esta relação também se aplica com um valor de m = 1.

$$E_{ur}^{ref} = \frac{3 \cdot p^{ref} (1 - 2 \cdot v_{ur})}{\kappa^*}$$
(Eq. 3.11)

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e_0)} \tag{Eq. 3.12}$$

Evidencia experimental mostra que as deformações plásticas nos solos começam nas fases iniciais do carregamento. Para representar este comportamento por um modelo constitutivo, os típicos modelos elásticos perfeitamente plásticos não são adequados. Para conseguir representar este comportamento são necessários modelos que utilizem uma lei de endurecimento depois da cedência inicial. A principal característica do modelo constitutivo *Hardening Soil* é a sua

capacidade para simular o endurecimento. Esse endurecimento está dividido em o endurecimento induzido pelas tensões de desvio e em endurecimento volumétrico

- Mecanismo de endurecimento induzido pelas tensões de desvio:

O mecanismo de endurecimento induzido pelas tensões de desvio é o núcleo deste modelo constitutivo e utiliza-se as propriedades do material segundo o critério de Mohr-Coulomb (c, φ) e no seu estado último de falha está definido pela superfície de cedência de MC. Este modelo está formulado para representar a hipérbole comummente observada nos ensaios triaxiais de compressão drenados (Figura 3.10). A superfície de cedência do mecanismo de falha induzido pelas tensões de desvio está definida como na equação (Eq. 3.13). Onde **q** é a tensão de desvio e $\varepsilon_q^{p-cortante}$ é a deformação plástica gerada só pelas tensões de desvio.

$$F_s = \frac{q}{E_i \cdot \left(1 - \frac{q}{q_a}\right)} - \frac{q}{E_{ur}} - \varepsilon_q^{p-cortante} = 0$$
(Eq. 3.13)

O critério de MC, com ângulo de atrito (φ) e coesão (c) máximos é usada na definição de q_a na equação (Eq. 3.14) onde R_f é a razão de falha e um dos parâmetros do modelo. R_f < 1 com um valor padrão igual à 0,9.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \ q_f = (c \cdot \cot\varphi + \sigma_1) \frac{2 \cdot \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$
(Eq. 3.14)

O Eur é o módulo elástico de descarga e recarga definido com na equação (Eq. 3.15)

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi + \sigma_1 \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cot\varphi + p_{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m$$
(Eq. 3.15)

Outro parâmetro definido neste modelo e o módulo tangente inicial E_i mostrado na expressão da (Eq. 3.16) e que define a pendente da curva inicial do ensaio triaxial.

$$E_{i} = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_{f}}, \qquad E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi + \sigma_{1} \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cot\varphi + p_{ref} \cdot \sin\varphi}\right)^{m}$$
(Eq. 3.16)



Figura 3.10 -Relação hiperbólica de tensões de desvio-deformações num ensaio triaxial de compressão drenado (Adaptado de Plaxis Material Models Manual, 2006)

Há duas opções para a lei de fluxo para o mecanismo de tensões de desvio neste modelo. A lei de fluxo é definida em termos da relação entre as deformações plásticas volumétricas e as deformações plásticas devido as tensões de desvio com a definição da equação (Eq. 3.17), onde ψ_m é o ângulo de dilatância mobilizado.

$$\varepsilon_{\nu}^{p} = \sin\psi_{m} \cdot \varepsilon_{q}^{p} \tag{Eq. 3.17}$$

A primeira opção para o cálculo do ângulo de dilatância mobilizado está baseada na teoria de tensão-dilatância de Rowe (1962). Nesta teoria o ângulo de dilatância mobilizado é calculado baseado no ângulo de atrito mobilizado e o ângulo de atrito no estado crítico (φ_{cv}). O conceito fundamental por trás do ângulo de atrito no estado crítico é que sob cortante o material experimenta compressão se $\varphi_m > \varphi_{cv}$ de outra forma experimenta expansão (dilata).

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cv}}$$
(Eq. 3.18)

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cv}}$$
(Eq. 3.19)

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi - \sin \psi}$$
(Eq. 3.20)

 Ψ é o ângulo de dilatância último na equação (Eq. 3.20). A outra opção para o cálculo do ângulo de dilatância é uma simplificação da primeira opção, isso é:

para sin
$$\varphi_m < \frac{3}{4} \cdot \sin \varphi$$
: $\psi_m = 0$ (Eq. 3.21)

para sin
$$\varphi_m \ge \frac{3}{4} \cdot \sin \varphi \, e \, \psi > 0; \quad \sin \psi_m$$

= $\max \left(\frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cv}}, 0 \right)$ (Eq. 3.22)

para sin
$$\varphi_m \ge \frac{3}{4} \sin \varphi \, e \, \psi \le 0$$
: $\psi_m =$ (Eq. 3.23)

Se
$$\varphi = 0$$
: $\psi_m = 0$ (Eq. 3.24)

O modelo HS também têm a opção de levar em consideração um limite para a dilatância do material. No caso do que o cortante atinja valores muito elevados e a dilatância force o material a atingir o índice de vazios critico, que é quando acontece o fluxo plástico à volume constante, o limite para a dilatância detém o incremento de volume do material.

Se
$$e \ge e_{max}$$
: $\psi_m = 0$ (Eq. 3.25)

A relação entre a deformação volumétrica e o índice de vazios é

$$\left(\varepsilon_{v} - \varepsilon_{v}^{inicial}\right) = \ln\left(\frac{1+e}{1-e^{inicial}}\right)$$
 (Eq. 3.26)

Onde $\varepsilon_v^{inicial}$ e e^{inicial} são a deformação volumétrica inicial e o índice de vazios inicial respetivamente.

- Mecanismo de endurecimento volumétrico (cap):

A função principal do mecanismo de endurecimento volumétrico é a de fechar o domínio elástico no espaço p-q no eixo hidrostático (p) e simular o adensamento/compactação do solo.

O boné no modelo HS têm a forma duma elipse com o seu eixo de simetria no eixo das tensões de desvio (q):

$$F_c = \left(\frac{q^*}{\alpha}\right)^2 + p^2 - p_c^2 = 0$$
 (Eq. 3.27)

Onde $p_c é$ a interseção da superfície de cedência do *cap* com o eixo p, e α o fator de forma para a forma elíptica do boné. O invariante de tensões é definido como

$$q^* = \frac{q}{f(\theta)}, \quad f(\theta) = \frac{3 - \sin(\varphi)}{2(\sqrt{3}\cos(\theta) - \sin(\theta)\sin(\varphi))}$$
 (Eq. 3.28)

O endurecimento para essa superfície de escoamento é considerado para a tensão de consolidação p_c e lhe é atribuída uma deformação plástica volumétrica gerada só pela superfície de escoamento com forma de *cap*.

$$\varepsilon_{\nu}^{p-cap} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_c}{p_{ref}}\right)^{1-m} \quad \text{ou} \quad p_c^{\cdot} = \frac{p_{ref}}{\beta} \left(\frac{p_c}{p_{ref}}\right)^m \quad (\text{Eq. 3.29})$$

Onde β é outro parâmetro do modelo que controla o endurecimento do *cap*.

Os parâmetros do *cap* α e β não são parâmetros diretos do modelo, por tanto o usuário não precisa de introduzir-lhes no *Plaxis*. Estes são avaliados pela combinação de outros parâmetros, em particular E_{oed} e K₀^{nc}. Estes últimos dois parâmetros podem ser avaliados num ensaio edométrico para depois ser utilizados no modelo HS.

- Limite da resistência a tração:

O modelo HS permite incorporar a resistência a tração do material, limitando a tensão principal menor a esse valor. A lei de escoamento é associada e não considera endurecimento do material.

$$F_T = \sigma_1 - T = 0 \tag{Eq. 3.30}$$

Acima T é a resistência à tração do material e está definida segundo a equação Eq. 3.31.



 $T = \frac{c}{\tan \varphi}$ (Eq. 3.31)

Figura 3.11 -Superfície de escoamento no modelo hardening soil. superfície de escoamento pelas tensões de desvio (vermelho) e da elipse do *cap* (azul) (Adaptado de RS2 Hardening Soil Model, 2019)

3.4.2 Calibração – Ensaios

Para a verificação dos parâmetros usados na calibração do modelo (Quadro 3.4) utilizaram-se os dados dos ensaios triaxias de compressão drenados e dos ensaios edométricos disponíveis na bibliografia (Almeida e Sousa et al (2011); Mafra Machado (2011)).

- Ensaios triaxiais de compressão drenados:

A obtenção dos parâmetros do modelo foi feita basada numa base de dados ampla de ensaios triaxiais de compressão drenados e foram mostrados em (França, 2006). Por tanto focamo-nos

em verificar como ajusta-se o modelo HS aplicado aos dados dos ensaios que existem na bibliografia, para esto modelamos ensaios triaxiais de compressão drenados com ajuda do Soil Test incorporado no Plaxis. Avaliam-se dois ensaios em particular para as argilas porosas soltas (AP1) na camada mais superior com uma tensão de confinamento de $\sigma_3 = 98,1$ kPa (Ver Figura 3.12 e Figura 3.13) e para as argilas porosas médias (AP2) que é uma camada intermédia com uma tensão de confinamento $\sigma_3 = 196.1$ kPa (Ver Figura 3.14 e Figura 3.15), entre a camada superior e a camada de argila variegada (AV) mais profunda e rija. Note-se que a diferença da camada de argila intermédia onde o modelo consegue representar de maneira acertada a compressibilidade do solo, no ensaio da camada superior (AP1) o modelo mostra uma deformabilidade menor em relação ao ensaio. O ensaio escolhido para comparar têm uma tensão de confinamento maior à tensão instalada in-situ. É interessante comparar este ensaio com os ensaios com uma tensão de confinamento menor (Ex. $\sigma_3 = 49$ kPa) (Parreira e Azevedo (1993); Mafra Machado (2011)) onde a deformação volumétrica é muito mais parecida com a representada com o modelo HS com os parâmetros de entrada escolhidos. Devido a que com a ferramenta do Soil Test não foi possível obter as curvas ε_v vs. ε_a recorri-mos ao procedimento apresentado no trabalho de Ferreira Teotónio (2017) para obter as referidas curvas.

- Ensaios Edométricos:

Os ensaios edométricos fornecem informação sobre o comportamento das tensões e deformações dos solos num espaço unidimensional (1D) de deformações. Para este trabalho comparou-se os ensaios edométricos do trabalho de Mafra Machado (2011) para as argilas porosas AP1 e AP2. Os resultados do modelo HS para a argila AP2 também foram comparados com os ensaios publicados em Almeida e Sousa et al (2011). As curvas obtidas para os ensaios edomêtricos com o modelo HS também foram obtidas com ajuda do *Soil Test* incorporado no Plaxis onde inseriram-se os respetivos degraus de carregamento para simular o ensaio edométrico (Das (2002); Murthy (2002)). Nas Figuras 3.16 e 3.17 mostram-se os resultados, nota-se o bom ajuste do modelo com os dados.

3.4.3 Modelo de *Mohr-Coulomb* (MC)

Este modelo requer a definição de cinco parâmetros. Estes são: módulo de elasticidade (E) e relação de Poisson (v) como parâmetros elásticos, o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c) como parâmetros de resistência e o ângulo de dilatância (ψ), que controla as deformações volumétricas na fase plástica.

Este foi o modelo empregue para simular o comportamento da camada de argila variegada (AV), uma vez que esta é muito mais rija, pelo que as suas deformações serão muito mais pequenas do que as das duas camadas superiores, sendo assim estas que controlarão o comportamento global do maciço.



Figura 3.12 - Ensaio triaxial de compressão drenado para argila porosa (AP1)



Figura 3.13 -Deformação axial (ϵ_a) vs. deformação volumétrica (ϵ_v) no ensaio triaxial de compressão drenado para argila porosa (AP1)







Figura 3.15 -Deformação axial vs. deformação volumétrica no ensaio triaxial de compressão drenado para argila porosa (AP2)







Figura 3.17 -Comparação da curva do ensaio edométrico com o modelo HS e os dados do ensaio para a argila AP2

3.5 Modelo Numérico

A discretização utilizada para a análise numérica 2D do problema encontra-se esquematizada na Figura 3.18.



Figura 3.18 - Malha de cálculo utilizada no Plaxis para o cálculo do túnel como construído

Considerou-se um domínio de dimensões de 60 m x 30 m (largura x altura), dispondo as fronteiras laterais a uma distância da cavidade, de cerca de dois diâmetros, em que se pode considerar como desprezável o efeito da escavação. São 1372 elementos de 15 nós contidos na malha.

Quanto às condições fronteiras, admitiu-se que nas fronteiras laterais são impedidos os deslocamentos horizontais, enquanto na fronteira inferior da malha foram impedidos quaisquer deslocamentos.

Sendo o problema da abertura de um túnel um problema tridimensional, há necessidade de numa análise plana introduzir o efeito dessa tridimensionalidade. A metodologia utilizada foi a da relaxação das tensões (método β), que consiste em simular a abertura do túnel em duas fases. Na primeira, alivia-se uma determinada percentagem da pressão inicial (β) considerando a abertura não suportada, simulando o que se passa adiante da frente, e na segunda alivia-se o resto da pressão, já com a estrutura de suporte instalada.

O procedimento seguido incorporado no programa Plaxis é o seguinte (Figura 3.19):

- 1) Gerar as tensões iniciais e aplicar eventuais cargas externas presentes antes da construção do túnel.
- 2) Desativar as porções de solo (*'clusters'*) para simular a escavação, sem ativar o suporte do túnel e aplicar o valor último de $\Sigma Mstage$ igual a 1- β .
- 3) Ativar o suporte do túnel e aplicar o resto da pressão inicial.



Figura 3.19 -Esquema de representação dos passos do método β para análise de túneis escavados pelo método NATM (Adaptado de Plaxis Reference Manual, 2006)

Neste caso, o fator de alívio foi estabelecido num processo de tentativa e erro, procurando-se que o assentamento máximo calculado igualasse aquele que foi observado.

Procedendo deste modo, chegou-se a um valor do parâmetro $\Sigma M stage = (1-\beta) = 0,193$. Com este valor o assentamento máximo calculado à superfície do terreno foi de $S_{max} = 84 \text{ mm}$, igual ao assentamento máximo em superfície medido pela instrumentação do túnel.

Uma outra simplificação importante que fizemos para a modelação numérica da escavação do túnel, foi a não consideração do nível freático que ao momento da realização das sondagens encontrava-se a uma profundidade de 12 m desde a superfície. A justificação desta hipótese é que para o objetivo deste trabalho estamos interessados no comportamento drenado do solo para avaliar os assentamentos em superfície ao relativamente longo prazo em relação ao comportamento observado e medido. A consideração do nível freático como na realidade só diminuiria a compressibilidade tomando em consideração as tensões totais das camadas saturadas e não as tensões efetivas. Cabe dizer agora que o modelo HS como conceituado leva em consideração o comportamento drenado do solo como foi já dito. A escavação do túnel também diminuiria o nível freático, com o túnel atuando como dreno, levando ao comportamento drenado do solo.

3.6 Revestimento primário do túnel (betão projetado)

Para o betão normal, depois de 28 dias, as propriedades mecânicas deste são consideradas constantes. Este não é o caso para o betão projetado. É expectável que como consequência da hidratação do cimento, as propriedades do betão projetado fresco mudem gradualmente e que estas controlem a interação entre o revestimento de betão projetado e o solo em redor. Com o endurecimento da calda de cimento e o incremento gradual da rigidez e da resistência, liberta-se energia em forma de calor devido ao processo de hidratação. Nas primeiras 6 horas depois da aplicação, o betão projetado comporta-se como um material muito mole e plástico com uma baixa resistência e rigidez, mas com uma notável aptidão para absorver altas deformações. Isto significa que o betão projetado fresco se adapta bem às deformações que acontecem no terreno depois de escavado um túnel. Depois de 12 horas até 3 dias, o betão projetado ainda mostra um comportamento dúctil, mas a rigidez e resistência têm crescido significativamente. Com o

incremento na idade do betão, o comportamento mecânico passa a ser menos dúctil, devido ao endurecimento do betão projetado, até atingir sua máxima resistência e rigidez aos 28 dias (Schütz, 2010).

A variação da resistência e rigidez com o tempo do betão projetado em conjunto com o método de escavação têm sido investigados por alguns autores (Ohnishi, 1982). A dependência das propriedades mecânicas com o passar do tempo é o fator que mais influência tem nas forças axiais e momentos no revestimento primário dum túnel construído com betão projetado, por tanto é de vital importância para o desenho do suporte primário de túneis. O desenho do betão projetado para o revestimento dum túnel, é o fator que mais influência este ganho de rigidez e resistência como o passar do tempo.

Para uma avaliação estrutural do revestimento em betão projetado dum túnel é vital diferenciar entre o betão fresco quando recém projetado e o betão aos 28 dias quando já é curado. O betão projetado fresco é tipicamente modelado usando um módulo de elasticidade menor, um valor de aproximadamente de 1/3 do módulo de elasticidade do betão curado é comummente usado para modelações numéricas em duas dimensões (2D) (FHWA, 2009).

Neste trabalho no que respeita ao suporte, admitiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico, caracterizado pelos seguintes valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson: E = 10 GPa (Almeida e Sousa, 1999; França, 2006) e v = 0,15. O revestimento do túnel foi modelado com elementos de viga (*plates*). Vale a pena salientar que o valor do módulo de elasticidade foi assumido diretamente com um valor relativamente elevado por a modelação da escavação ser feita numa só fase (sem fases intermédias); para a posterior instalação do suporte, por tanto não se considerou o ganho gradual de rigidez do suporte do túnel que é o que acontece na realidade ao utilizar betão projetado como uma componente essencial do suporte primário dos túneis escavados pelo método NATM.

Outras propriedades do suporte do túnel usando os elementos *plates* no programa Plaxis são o módulo de rigidez normal EA = 2 X 10⁶ kN/m; o módulo de rigidez a flexão EI = 6666.667 kN·m² /m; e o peso por unidade de cumprimento w = 62,4 kN/m/m. Estes foram os parâmetros definidos para uma espessura do suporte d = 0,20 m segundo o método construtivo.

3.7 Resultados Numéricos

Na Figura 3.20 estão incluídos os resultados correspondentes aos deslocamentos verticais num eixo a 1 m do eixo do eixo de simetria do túnel obtidos em três das campanhas de medição efetuadas: a primeira realizada antes da secção em observação ser escavada, a segunda na altura em que a face da abóboda a atingiu e, finalmente, a última efetuada quando aquela já se encontrava a distância suficiente para que as deformações associadas à escavação se possam considerar desprezáveis (Almeida e Sousa, 1999). Também se inclui os resultados decorrentes das duas fases do cálculo numérico. Estes dois últimos resultados podem ser comparados com os das duas últimas campanhas de medição. Os da fase 1, com os da medição realizada quando a face da abóboda atingiu a secção instrumentada e os da fase 2 com os da última medição.

As comparações dos resultados numéricos com os resultantes da instrumentação da obra são bastante satisfatórias, tanto do ponto de vista qualitativo como do quantitativo. O modelo HS conseguiu reproduzir bem o comportamento invulgar observado neste túnel, caracterizado pelo deslocamento acima da coroa do túnel ser um pouco menor que o ocorrido à superfície do terreno.



Figura 3.20 -Comparação dos deslocamentos verticais num eixo a 1 m do eixo de simetria decorrentes do cálculo numérico com os observados

Nas Figuras 3.21 a 3.24 compara-se os assentamentos, os deslocamentos horizontais, as rotações e as extensões horizontais à superfície obtidos com o Plaxis com os resultados obtidos da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos finais à superfície do terreno medidos.

Em relação aos assentamentos e aos deslocamentos, a observação das duas primeiras figuras permite concluir que as curvas numéricas são mais largas que as resultantes da observação, o que, naturalmente conduzirá a menores deformações (rotações e extensões horizontais), como as duas últimas figuras bem evidenciam.

Atendendo a que os resultados decorrentes da aproximação dos assentamentos à superfície pela curva de Gauss já são otimistas, como foi visto anteriormente, pode-se concluir que os resultados obtidos numericamente com o modelo HS ainda o serão mais.



Figura 3.21 -Comparação dos assentamentos à superfície obtidos no cálculo numérico com a curva de Gauss que melhor ajusta os observados



Figura 3.22 -Comparação dos deslocamentos horizontais à superfície obtidos no cálculo numérico com os resultantes da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos observados



Figura 3.23 -Comparação das rotações à superfície obtidas no cálculo numérico com as resultantes da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos observados



Figura 3.24 -Comparação das extensões horizontais à superfície obtidas no cálculo numérico com as resultantes da curva de Gauss que melhor ajusta os assentamentos observados

Capitulo 4 - Modelação do Túnel com Tratamento do Solo com Injeções

Para ter uma melhor ideia de qual vai ser o comportamento do terreno sob tratamento é de boa prática ter campos de prova para fazer injeções de teste, preferivelmente perto do projeto onde existam condições do terreno as mais parecidas ao local onde vai-se construir o projeto. Neste trabalho se utilizou como referência o estudo de acesso livre nas argilas porosas de Brasília (Barbosa, 2018), que extrapolamos para as de São Paulo por considerar-lhe aplicável devido a proximidade geográfica e por ser ambos solos residuais. A seguir apresentamos a metodologia usada para inferir as propriedades do solo tratado segundo o estudo referido para depois inserir-lhes no modelo numérico. Fazem-se duas abordagens para o cálculo do terreno tratado: 1) Sem considerar o contributo das inclusões; e 2) Sim considerando o contributo das inclusões de calda de cimento no terreno. Depois os cálculos serão feitos com estas duas opções.

4.1 Relação dos Módulos de Elasticidade (Et / Em)

Kochen (2014) propõe diferentes valores de E_t / E_m considerando o solo tratado como elástico linear e em base ao valor adimensional do deslocamento na coroa do túnel "U" e para diferentes relações (t/R) de espessura do tratamento (t) à raio do túnel (R), estes valores podem-se tirar dos gráficos apresentados no trabalho "Túneis em Solo" do referido autor, estes gráficos foram obtidos dum estudo feito para tratamentos do solo com *jet-grouting* em São Paulo. Também indica-se que a experiência brasileira têm produzido relações E_t / E_m na faixa dos 20-120.

Barbosa (2018) diz: "A técnica de Jet Grouting é viável apenas para grandes volumes de obra, com alto consumo de cimento, sendo inviável para uma execução experimental para fins de pesquisa quando não há obras próximas ao local dos estudos, como era o cenário à época dessa dissertação. As outras técnicas, injeções de permeação, fraturamento e compactação, apresentam equipamentos menores e são mais adequadas para o tempo disponível. Para esse fim escolheu-se utilizar a técnica de tube-à-manchette para a execução experimental porque essa técnica, a depender do fluido injetado e da pressão e volume de injeção, é passível a obtenção de um resultado final que pode ser caracterizado como permeação, fraturamento e de compactação, ou uma mescla entre os tipos de injeção".

A seguir mostra-se como foram obtidas as relações Et/Em para este trabalho desde os ensaios SPT e MASW apresentados por (Barbosa, 2018).

- Ensaios SPT:

A grelha de injeções usada no campo de provas por Barbosa (2018), mostra-se na Figura 4.1. Nesta também se mostram a localização dos ensaios SPT feitos para determinar a melhora do solo, na Figura 4.2 mostra-se a secção comprida central da grelha de injeções. Das injeções feitas no campo de prova e dos ensaios SPT, Barbosa diz: *"uma vez que a camada de argila porosa tinha 5,0 m de profundidade e o nível de água estava a 4,5 m de profundidade, decidiu-se dispor as injeções estendendo-se a 1,0 m acima do nível de água local, a 3,5 m". "O ensaio SPT-1 foi executado a 0,15 m de F1, o ensaio SPT-2 a 0,5 m de F1, o ensaio SPT-3 a 0,5 m de*

F10 e o ensaio SPT-4 a 1 m de F4". Note-se que o ensaio SPT-4 mesmo ficando fora da grelha de injeções está a uma distância suficiente pequena (1m) para o terreno ter algum efeito de melhoria pelas injeções.

Os ensaios usados como referência são os de Mendoza, C.C. (2013), citado por Barbosa (2018). Da Figura 4.3 tiramos os valores dos ensaios SPT para o solo melhorado no campo de provas para uma profundidade de 2,3 m e com estes se calculou o valor médio.

$$N_{SPT-MELHORADO} = \frac{4+6+7+10}{4} = 6,75 \approx 7$$

Entretanto os valores SPT de referência têm um valor de 2 (Figura 4.3).

$$E = (0,4 - 0,9) \times N_{SPT}^{1,4}$$
 (Eq. 4.1)

Da equação Eq. 4.1 proposta por Sandroni (1991) para solos tropicais residuais, podem-se obter os módulos secantes de elasticidade. No Quadro 4.1 mostra-se a relação E_t / E_m destes módulos para os ensaios SPT do solo tratado (E_t) e não tratado (E_m) no campo de provas.



Figura 4.1 -Vista em planta da grelha de injeções e dos ensaios SPT no campo de prova (Adaptado de Barbosa, 2018)



Figura 4.2 -Secção comprida da grelha dos furos de injeção e ensaios SPT no campo de provas da Solotrat-Oeste (Adaptado de Barbosa, 2018)



Figura 4.3 -Resultados dos ensaios SPT no campo de provas de Solotrat-Oeste, Brasília (Adaptado de Barbosa, 2018)

	N _{SPT}	N _{SPT} ^{1,4} (MPa)	E _t / E _m
Mendoza (2013) - E _m	2	2,64	5 79
Solo tratado - E _t	7	15,24	5,70

Quadro 4.1 -Relação Et / Em

- ENSAIOS MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves):

No campo de provas das argilas porosas de Brasília também se fizeram ensaios de ondas MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*). Na Figura 4.4 mostra-se a malha usada para definir os ensaios e a localização do ensaio utilizado neste trabalho, as linhas nomeadas como "ORIGEM LINHA 1" e "ORIGEM LINHA 2" são as referências das distâncias onde eram emitidas as ondas com um geofone (recetor) e o martelo (emissor). Nas Figuras 4.5 e 4.6 mostram-se os perfis de velocidades de ondas de corte para o ensaio realizado com a fonte emissora posicionada a 3 m da origem da linha 1, no centro da grelha de injeções.

$$E = 2 \times \frac{\gamma}{g} \times V_s^2 \times (1 + v)$$
 (Eq. 4.2)

 $E = M \circ dulo de elasticidade (kPa)$

 γ = Peso específico do solo (kN / m³)

 $g = aceleração da gravidade (9,81 m / s^2)$

Vs = velocidade das ondas de corte (m / s)

v = relação de Poisson

Da equação Eq. 4.2 e com as velocidades de onda dos ensaios calcula-se os módulos de elasticidade tangentes iniciais para o solo tratado (E_t) e não tratado (E_m) a uma profundidade de 3,5 m para encontrar a relação E_t / E_m . Os valores mostram-se no Quadro 4.2. Os valores encontrados para o solo não tratado tiveram uma boa concordância com os apresentados no trabalho de Rodrigues Marques (2006).

Quadro 4.2 -Relação Et / Em segundo ensaios MASW para uma profundidade de 3,5 m

	Vs (m/s)	ν	γ (kN/m ³)	E (MPa)	E _t / E _m	
Solo não tratado – E _m	262,5	0,2	14,85	250,3	5 34	
Solo tratado – Et	544,7	0,3	17	1336,8	5,54	



Figura 4.4 - Malha de referência para os ensaios MASW (Adaptado de Barbosa, 2018)



Figura 4.5 -Ensaio MASW realizado antes das injeções com fonte emissora a 3 m da origem da linha 1 (Adaptado de Barbosa, 2018)



Figura 4.6 -Ensaio MASW para o solo tratado com injeções e a fonte emissora de ondas a 3 m da origem da linha 1 (Adaptado de Barbosa, 2018)

As propriedades do solo tratado em resumo foram assumidas como uma melhora do módulo de elasticidade (E) em 6 vezes maior que o módulo de elasticidade original (Eq. 4.3). Além da melhoria de todos os módulos de elasticidade (E_{50} , E_{oed} e E_{ur}) para o cálculo, se assumiu de maneira conservadora que a coesão e o ângulo de atrito do solo mantiveram-se inalterados devido a ausência de ensaios que provassem alguma melhora desses parâmetros. Os parâmetros base (E_m) usados foram os da argila porosa média (AP2).

$$\frac{E_t}{E_m} \approx 6 \tag{Eq. 4.3}$$

 $E_t = M$ ódulo de elasticidade do solo tratado $E_m = M$ ódulo de elasticidade do solo natural

4.2 Efeito das inclusões (grout) nas propriedades do solo tratado

Para o cálculo do módulo de elasticidade do solo tratado (E_t) considerando o efeito das inclusões de calda de cimento, apelamos ao cálculo das propriedades equivalentes considerando que somente a bainha foi executada, sem que a calda extravasasse para o restante do maciço envolvido, já que a melhoria advinda da compactação e/ou fraturamento gerados foi considerada pela alteração do módulo do solo local. Se considerarmos a área de influência dum furo de injeção como de 1 m² e mantermos o diâmetro da bainha de injeção igual ao usado na realidade de 75 mm (Figura 4.7) com um módulo de rigidez para a estaca de calda de cimento $E_{IN} = 20$ GPa, se calcula:

$$E_{ST} \approx 6 \times 6 \approx 36 MPa$$

(Eq. 4.4)

$$E_{IN} \approx 20 \ GPa \ \approx 20000 \ MPa$$
$$A_{IN} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,075m)^2}{4} = 4,418 \ x \ 10^{-3} \ m^2$$
$$A_{ST} = A_T - A_{IN} = 1 \ m^2 - 4,418 \ x \ 10^{-3} \ m^2 = 0,9956 \ m^2$$
$$E = \frac{E_{IN} \cdot A_{IN} + E_{ST} \cdot A_{ST}}{A_T} = \frac{(20000 \cdot 4,418 \ x \ 10^{-3} \) + (36 \cdot 0,9956)}{1} \approx 125 \ MPa$$

A Eq. 4.4 mostra a relação Et/Em considerando as inclusões de calda de cimento no tratamento do solo.

$$\frac{E_t}{E_m} = \frac{125}{6} \approx 21$$

Figura 4.7 -Geometria para o cálculo do efeito da consideração das inclusões nas propriedades do solo tratado

No Quadro 4.3 os parâmetros do solo tratado com e sem inclusões para o cálculo.

Modelo	E ₅₀ (MPa)	E _{oed} (MPa)	E _{ur} (MPa)	۲ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	k ₀	Vur	m
HS	36	10,2	180	17	39,8	27,2	0,5	0,2	1
Elástico Linear	120	-	-	20	-	-	0,5	0,3	-

Quadro 4.3 - Propriedades do solo após tratamento por injeções

4.3 Tratamento do solo com forma de arco

Para a representação do tratamento com forma de arco foi definida uma geometria com essa forma acima da coroa e nas laterais do túnel no solo definido como argila porosa (AP1 e AP2).
Nas Figura 4.8 e Figura 4.9 apresenta-se o tratamento do terreno com uma espessura do arco t = 0,5 m e t = 2,5m respetivamente. Para a modelação numérica com esta geometria se foi variando a espessura em faixas de 0,5 m para observar o comportamento dos assentamentos em superfície. Utilizando uma relação Et/Em = 6 e desprezando o efeito das inclusões; comprovou-se que desde os dois metros de espessura de tratamento (t), a diferença dos assentamentos em superfície era muito pequena (ordem de 2mm), por tanto se escolheu uma espessura do tratamento de dois metros e cinquenta centímetros para esta geometria (Figura 4.9).



Figura 4.8 -Tratamento com forma de arco para uma espessura t = 0,5 m



Figura 4.9 -Tratamento com forma de arco para uma espessura t= 2,5 m

4.4 Tratamento com forma de laje

Tendo os resultados do tratamento com forma de arco, o que procuramos é tratar o mesmo volume de solo com as injeções representadas com forma retangular, trata-se duma laje, também acima da coroa do túnel. Para esto medimos a área do tratamento com forma de arco com espessura igual a t = 2,5 m. A área desse arco é de 43 m², sendo que se procura a laje tenha uma altura (H) igual à espessura do arco. Se A = H x L, então L = A / H = 43 m² / 2,5 m = 17,2 m. Dessa forma agora estão definidas as dimensões da laje: H = t = 2,5 m e L = 17,2 m.

Se achou que o tratamento do solo representado com forma retangular duma laje, têm uma eficiência muito menor que o tratamento com forma de arco para um mesmo volume de solo tratado (área para 2D). Por isto, da mesma forma que se variou a espessura do tratamento em forma de arco. Desde um valor base de H = 2,5 m; variou-se também a espessura da laje de forma aumentar a sua eficiência no controlo das deformações do terreno em superfície. Avaliaram-se mais duas espessuras de laje; H = 4 m e H = 5m. Na Figura 4.10 mostra-se a geometria da laje para a representação do tratamento por injeções. Na Figura 4.11 amostram-se as diferentes bacias de assentamentos para os diferentes tipos de tratamento levando a consideração a geometria (arco, laje), as dimensões e também a relação Et/Em.



Figura 4.10 - Tratamento com forma de laje para uma espessura H = VARIA



Figura 4.11 - Bacias de assentamentos em superfície com tratamentos do solo

4.5 Analise das deformações do terreno em superfície

Com base na Figura 4.11 escolheram-se cinco casos para estudar o efeito do tratamento com injeções nas deformações do terreno em superfície induzidas pela escavação do túnel do Paraíso. No Quadro 4.4 mostram-se os resultados das deformações máximas para cada tipo de tratamento e comparam-se com as deformações do solo não tratado. Também se mostram os valores da eficiência no controlo das deformações para cada um dos tipos de tratamento calculada com base na equação Eq. 4.5. Da Figura 4.12 até a Figura 4.15 mostram-se os gráficos das deformações induzidas pela escavação do túnel em superfície. Vê-se uma clara superioridade do tratamento com forma de arco, levando em conta as inclusões, em todos os gráficos. A segunda eficiência maior continua a ser com forma de arco sem as inclusões. Só a laje maior de cinco metros de espessura, com inclusões, consegue-lhe igualar no controlo dos deslocamentos laterais e as extensões horizontais, e supera ao arco sem inclusões no controlo das rotações, no controlo do assentamento máximo em superfície o arco sem inclusões supera a laje maior. Vê-se nos gráficos que entre mais afastado do eixo as deformações misturam-se entre elas para cada caso.

$$E(\%) = \left(1 - \frac{\#}{0}\right) \times 100$$
 (Eq. 4.5)

E: Eficiência do tratamento;

#: deformação do solo tratado;

0: deformação do solo não tratado

No. #	Uy	E	dUy/dx	E	Ux	E	dUx/dx	E
	(mm)	(%)	(m/m)	(%)	(mm)	(%)	(m/m)	(%)
0	84,5	-	6,33 x 10 ⁻³	-	26,9	-	2,17 x 10 ⁻³	-
1	49,8	41,1	3,56 x 10 ⁻³	43,8	14,7	45,4	1,20 x 10 ⁻³	44,7
2	32,7	61,3	2,30 x 10 ⁻³	63,7	9,9	63,2	7,65 x 10 ⁻⁴	64,7
3	61,7	27,0	4,00 x 10 ⁻³	36,8	18,5	31,2	1,30 x 10 ⁻³	40,1
4	65,7	22,2	4,79 x 10 ⁻³	24,3	20,7	23,0	1,33 x 10 ⁻³	38,7
5	57,0	32,5	3,26 x 10 ⁻³	48,5	15,1	43,9	1,19 x 10 ⁻³	45,2

Quadro 4.4 -Eficiência das injeções no controlo das deformações do terreno em superfície pela escavação do túnel

0: Plaxis-HS (sem tratamento)

1: Arco t = 2,5m Et/Em = 6 (sem inclusões)

2: Arco t = 2,5m Et/Em = 21 (com inclusões)

3: Laje H = 4m Et/Em = 21 (com inclusões)

4: Laje H = 5m Et/Em = 6 (sem inclusões)

5: Laje H = 5m Et/Em = 21 (com inclusões)

Uy: assentamento vertical Ux: deslocamento horizontal dUy/dx: rotações dUx/dx: extensões horizontais











Figura 4.14 -Comparação das rotações em superfície para vários tratamentos do solo e com o solo não tratado



Figura 4.15 -Comparação das extensões horizontais do terreno em superfície com vários tratamentos do solo e com o solo não tratado

Capitulo 5 - Conclusões

Com a necessidade de preservar a superfície para habitação, o trabalho e o lazer, tem vindo a ser cada vez mais frequente o uso do espaço subterrâneo nas áreas urbanas para redes de transporte – rodoviário, ferroviário e metroviário - e de outras infraestruturas de água, esgotos, gás, eletricidade e telecomunicações. Devido a esta necessidade, se tem verificado um grande incremento de obras envolvendo túneis a pequena profundidade, interessando, na maioria das vezes, maciços terrosos ou maciços de rocha branda.

As principais preocupações que envolvem a construção destes túneis se relacionam com a garantia da estabilidade da frente e o controlo das deformações induzidas, para diminuir os danos nas edificações, serviços e estruturas localizados na vizinhança. Para tal efeito, recorrese frequentemente ao tratamento prévio do maciço interessado pelas obras.

Dependendo do tipo de solo, objetivo do projeto, e dos custos associados, há uma variedade de técnicas que podem ser efetivas no controlo dos potenciais movimentos associados à construção de túneis superficiais, nomeadamente técnicas de injeções.

O objetivo do trabalho que se desenvolveu consistiu, exatamente, em avaliar a eficiência desse tratamento com injeções para o caso de túneis abertos em maciços constituídos por solos muito porosos, argilas porosas do Brasil, cuja construção induz movimentos e deformações muito elevados que podem originar danos significativos no edificado localizado na sua vizinhança.

Para concretizar tal objetivo, tomou-se como referência um túnel aberto neste tipo de maciço na cidade de S. Paulo de acordo com os princípios do NATM. Várias análises numéricas por elementos finitos foram realizadas, a primeira das quais procurando simular a abertura do túnel nas condições reais, isto é, sem que o maciço fosse tratado. Com todas as outras análises procurou-se avaliar o efeito sobre a eficiência do tratamento de diversos aspetos, nomeadamente os relacionados com a configuração utilizada e com o volume de solo tratado. Nessas análises, o comportamento do maciço tratado e não tratado foi reproduzido por modelos parametrizados com base em resultados experimentais publicados na bibliografia da especialidade, em particular resultados de um trabalho de investigação conduzido na Universidade de Brasília sobre o tratamento por injeções de solos com características muito idênticas aos de S. Paulo.

Dos resultados da primeira análise, pôde-se concluir que o modelo elastoplástico – *Hardening Soil* – utilizado conseguiu reproduzir razoavelmente o comportamento observado. O facto de, numericamente, o efeito da escavação se ter feito sentir até uma distância maior da cavidade, faz com que as deformações decorrentes do cálculo numérico sejam, sobretudo as rotações à superfície do terreno, menores que as observadas.

Um outro aspeto que merece ser salientado refere-se à modelação da parte do maciço tratado. Duas opções foram consideradas.

A primeira dessas opções consistiu em utilizar o mesmo modelo elasto-plástico, alterando simplesmente os três módulos de deformabilidade que foram majorados por um fator de 6, valor

esta resultante da comparação de ensaios SPT e ensaios de ondas MASW realizados no campo experimental de Brasília, antes e após o tratamento com injeções. Todos os restantes parâmetros, nomeadamente os respeitantes à resistência - coesão e ângulo de atrito - foram mantidos constantes. Esta hipótese foi validada através de outras análises, que mostraram que a sua alteração afetava muito pouco os resultados finais.

A segunda opção consistiu, levando em conta as inclusões, em admitir para a zona do maciço tratado um comportamento elástico linear isotrópico, caracterizado por um módulo de Young definido através da ponderação dos módulos de deformabilidade das inclusões e do módulo secante, E_{50} , do solo tratado.

Naturalmente que a eficiência do tratamento se mostrou bem mais efetiva nesta segunda opção.

No que respeita à configuração da zona tratada, começou-se por considerar um arco envolvendo totalmente a abertura nas camadas de argila porosa, aumentando-se gradualmente a sua espessura. Com o aumento desta, a eficiência do tratamento, quer no que respeita aos movimentos, quer no que respeita às deformações, aumentou, deixando de ser significativo esse aumento para espessuras da ordem dos 2/2,5 m.

No primeiro cálculo realizado considerando a zona tratada com a forma de laje, admitiu-se uma espessura de 2,5 m e um comprimento tal que o volume de solo tratado fosse idêntico ao do arco com a mesma espessura. Os resultados obtidos evidenciaram a muito menor eficiência desta forma. Como a Figura 5.1 evidencia, mesmo para um volume de solo tratado duplo a eficiência do tratamento com a forma de laje é ainda menor do que a do tratamento com a forma de arco.

Por fim, uma breve referência a trabalhos que julgamos serem de interesse realizar no futuro nesta temática de tratamento de solos. Eles devem ter de procurar avaliar os parâmetros geotécnicos mais representativos do comportamento do solo tratado, recorrendo não só a ensaios de campo, como também a ensaios laboratoriais.

A eficiência e a efetividade dum tratamento por injeções dum determinado solo não estão isentas de elementos subjetivos, mostra disto é que poucos clientes e empreiteiros procuram métodos para comprovar a real efetividade do tratamento. Isto quer dizer que mesmo que se tenham ultimamente desenvolvido técnicas e teorias para tentar perceber melhor duma maneira racional o que se passa no terreno com as injeções, as análises deste tipo são ainda muito pouco comuns.



Figura 5.1 -Comparação da eficiência no controlo das deformações em superfície induzidas pela escavação do túnel segundo a forma geométrica do tratamento e a relação dos módulos de deformabilidade E_t/E_m

BIBLIOGRAFÍA

- Almeida e Sousa, J. (1999). "Túneis em Maciços Terrosos Comportamento e Análise Numérica". Tese de Doutoramento na Especialidade de Geotecnia.Universidade de Coimbra.
- Almeida e Sousa, J., Negro, A., Matos Fernandes, M., & Cardoso, A. S. (2011). "Three-Dimensional Nonlinear Analyses of a Metro Tunnel in São Paulo Porous Clay". ASCE-Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, pp. 376-384.
- ASCE (2019). "Compaction Grouting Consensus Guide". Reston, Virginia, U. S. A.
- Au, S. K. (2001). "Fundamental Study of Compensation Grouting in Clay". Tese de Doutoramento, University of Cambridge.
- Baker, W. H., Cording, E. J., & MacPherson, H. H. (1983). "Compaction grouting to control ground movements during tunnelling". Underground Space, Vol. 7, pp. 205-212.
- Barbosa, M. G. (2018). "Estudo do efeito das injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis". Tese de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Brasília.
- Bell, F. G. (1993). "Engineering Treatment of Soils". Department of Geology and Applied Geology, University of Natal, Durban.
- Boscardin, M. D., & Cording, E. J. (1989). "Building Response to Excavation-Induced Settlement". ASCE-Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, Issue 1, pp. 1-21.
- Burland, J. B. (1997). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation". Earthquake Geotechnical Engineering: proceedings of IS-Tokyo '95, the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, 14 - 16 November 1995 / ed. by Kenji Ishihara ; Vol. 3 (English).
- Burland, J. B. & Wroth, C. P. (1974). "Settlement of Buildings and Associated Damage". Proceedings of Conference on the Settlement of Structures, British Geotechnical Society, Cambridge.
- Bruce, D. A. (2019). "The Threads That Bind Us". Geo-Institute of ASCE. GEOSTRATA: Ground Control for Tunnels, Slopes, and Foundations, pp. 14-16.
- Carrera Sanjur, C. J. (2012). "Dimensionamento de Paraguas en Emboquilles con Pantallas para el paso de Tuneladoras". Tesina de Máster en Túneles y Obras Subterráreas, Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas (AETOS), Madrid, España.
- Carter, J. P., Booker, J. R., & Yeung, S. K. (1986). "Cavity expansion in cohesive frictional soils". Géotechnique 36, No. 3, pp. 349-358.

- Celestino, T. B., Gomes, R. A., & Bortolucci, A. A. (2000). "Errors in Ground Distortions Due to Settlement Trough Adjustment". Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No.1, pp. 97-100.
- Chen, S. L., & Abousleiman, Y. N. (2012). "Exact undrained elasto-plastic solution for cylindrical cavity expansion in modified Cam Clay soil". Géotechnique 62, No. 5, pp. 447-456.
- Chen, S. L., & Abousleiman, Y. N. (2013). "Exact drained solution for cylindrical cavity expansion in modified Cam Clay soil". Géotechnique 63, No. 6, pp. 510-517.
- Cirone, A. (2016). "Geotechnical Modelling of CPR Grouting". Tesi de Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale, Politecnico di Milano.
- Clough, G. W., & Schmidt, B. (1981). "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay". Soft Clay Engineering: International Symposium on Soft Clay in Bangkok, Thailand, 1977 / ed. by E.W. Brand, R.P. Brenner.
- Das, B. M. (2002). "Soil Mechanics Laboratory Manual". Oxford, New York.
- FHWA (2017). "Ground Modification Methods Reference Manual Volume II". Washington, D. C.
- FHWA (2009). "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels Civil Elements". Washington D.C.
- Ferreira Teotónio, T. F. (2017). "Capacidade do Hardening Soil Model na Reprodução da Resposta de Solos a Carregamentos com Diferentes Trajetórias de Tensões". Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- França, P. (2006). "Estudo do Comportamento de Túneis, Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plástico". Dissertação para obtenção do título de Mestre em Egenharia apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- GGGMS@ (2019). https://www.gggms.com/services/hydro-fracture-grouting/ . Geo Grout Ground Modification Specialists Inc. (Página internet oficial), USA.
- Kochen, R. (2014). "Túneis em Solo". Geocompany, Brasil.
- López Jimeno, C. (2011). "Manual de Túneles y Obras Subterráneas". Madrid, España.
- Mafra Machado, G. (2011). "Análise por Elementos Finitos de Maciços Escavados por Túneis". Dissertação apresentada para obtenção do título de Mestre em Engenharia à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- Mendoza, C. C. (2013). "Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de estacas do tipo alluvial anker em solo poroso do Distrito Federal". Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, DF.
- Murthy, V. N. (2002). "Geotechnical Engineering. Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering". New York, USA.
- Ohnishi, Y. E. (1982). "Analysis of Advancing Tunnel by 2-Dimensional F. E. M". Proceedings of the fourth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Edmonton, Canada.
- Ortigão, J. A. R., Kochen, R., Farias, M. M., Assis, A. P. (1996). "Tunnelling in Brasília porous clay". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 4, pp. 565-573.
- Parreira, A. B. (1991). "Análise de Túneis Rasos em Solos O Túnel Mineiro Paraíso da Linha Paulista do Metropolitano de S. Paulo". Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro.
- Parreira, A. B., & Azevedo, R. F. (1993). "Geotechnical Performance of a Tunnel in Soft Ground". Proceedings: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. St. Louis, Missouri.
- Peck, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground. State-of-The-Art-Report". Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico D. F.
- Pérez de Ágreda, E. A. (2019). "Failures Inspire Progress: Protecting Sensitive Buildings from Tunnelling". Geo-Institute of ASCE. GEOSTRATA: Ground Control for Tunnels, Slopes, and Foundations, pp. 34-39.
- Plaxis Material Models Manual Version 8.6 (2006). Plaxis b.v. Delft, Netherlands.
- Plaxis Reference Manual Version 8.6 (2006). Plaxis b.v. Delft, Netherlands.
- RS2 Hardening Soil Model Version 10 (2019). Rocscience Inc. Toronto, Canada.
- Rodrigues David, A. R. (2018). "Técnicas de Injeção. Jet Grouting, Aplicações e Regras de Dimensionamento". Dissertação Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civis apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria, Portugal.
- Rodrigues Marques, F. E. (2006). Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Poroso O Caso do Metro de Brasilía DF. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Rowe, P. W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, Volume 269, Issue 1339, pp. 500-527.

- Sandroni, S. S. (1991). "General Report: Young Metamorphic Residual Soils". Proc. IX Pan-American Conf. on SMFE, Vol. 4, pp.1771-1788, Viña Del Mar, Chile
- Schmertmann, J. H., & Henry, J. F. (1992). "A Design Theory for Compaction Grouting". Conference on Grouting, Grouting, soil improvement and geosynthetics: proceedings of the Conference sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, New Orleans / ed. by Roy H. Borden, Robert D. Holtz and Illan Juran.
- Schofield, A., & Haigh, S. (2018). "Disturbed Soil Properties and Geotechical Design (2nd ed.)". London, U. K.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). "Critical State Soil Mechanics". Cambridge, U. K.
- Schütz, R. (2010). "Numerical Modelling of Shotcrete for Tunnelling". PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering. Imperial College, London.
- Silva Peixoto, M. A. (2008). "Simulações Numéricas para Escavações Subterrâneas". Tese de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, Brasil.
- Warner, J., Schmidt, N., Reed, J., Shepardson, D., Lamb, R. and Wong, S. (1992). "Recent advances in compaction grouting technology." Conference on Grouting, Grouting, soil improvement and geosynthetics: proceedings of the Conference sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers. New Orleans, New York.
- Yu, H. S. (2000). "Cavity Expansion Methods in Geomechanics". University of Nottingham, U. K.
- Yu, H. S. (2006). "Plasticity and Geotechnics". University of Nottingham, U. K.