



**Miguel Esteves Marques Barreira**

Licenciado em Engenharia Geológica

## **Gestão do risco geotécnico num túnel de drenagem sob Lisboa**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica

Orientador: Doutor Vítor Santos, Geólogo Sénior, Geolnt

Coorientadora: Doutora Paula F. da Silva, Professora Auxiliar, FCT NOVA

Júri:

Presidente: Doutora Maria da Graça Azevedo de Brito,  
Professora Auxiliar da FCT NOVA

Vogais: Doutora Sofia Maria Mesquita Soares,  
Professora Adjunta do IPBeja  
Doutor Vítor Jorge da Silva Santos, Geólogo  
Sénior e Diretor Técnico da Geolnt



## **Gestão do risco geotécnico num túnel de drenagem sob Lisboa**

Copyright © Miguel Esteves Marques Barreira, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## **Agradecimentos**

Ao meu orientador, Doutor Vítor Santos, pela disponibilidade e apoio prestado, durante a resolução desta dissertação, os meus sinceros agradecimentos.

À minha coorientadora, Doutora Ana Paula Silva, pela paciência, disponibilidade e auxílio, durante todo o meu percurso académico, culminando com a realização deste trabalho, um obrigado.

Quero agradecer à minha família, pelo apoio incondicional prestado durante todo o meu percurso académico.

Agradeço a todos os meus colegas e amigos que me acompanharam durante estes cinco anos e meio, que foram importantes nesta caminhada.

A todos os amigos que fiz no BEST Almada, por todos os momentos de diversão bem passados e por todas as memórias criadas, que levarei sempre comigo, um sincero obrigado.



## Resumo

---

O espaço subterrâneo tem vindo a ser cada vez mais utilizado para construir as mais diversas estruturas e infraestruturas. As obras subterrâneas, nomeadamente a construção de túneis, impõem diversos riscos, direta ou indiretamente, a todos os envolvidos no projeto. Sendo, os túneis estruturas lineares que podem atingir extensões elevadas, a interceção de meios heterogéneos, com condições geológicas, hidrogeológicas e geotécnicas distintas, e o conhecimento reduzido destas, aumenta o risco inerente a este tipo de obras, sendo que este reconhecimento geológico-geotécnico reduzido pode ser colmatado pela realização de estudos geológicos. As principais consequências dos perigos ocorrentes em túneis são a segurança das pessoas e a própria estabilidade da estrutura, podendo originar atrasos e derrapagens financeiras.

Esta dissertação tem como objetivo principal desenvolver uma gestão dos riscos geotécnicos durante a fase construtiva de túneis hidráulicos em meio urbano, a partir da consulta de trabalhos já realizados, de procedimentos adotados, e de um caso de estudo selecionado, integrando tudo numa metodologia para gerir os riscos geotécnicos.

A metodologia adotada engloba a deteção e identificação dos riscos geotécnicos, sendo aplicada uma análise e avaliação dos riscos para que seja possível verificar a ocorrência destes riscos e o seu impacto na obra onde, na maioria dos casos, se verifica que são considerados intoleráveis ou no limite da aceitabilidade. Neste contexto e para controlar estas tipologias de risco, apresentam-se medidas eliminatórias e, caso elas não sejam viáveis, medidas mitigadoras.

A gestão dos riscos é aplicada em seguida a um caso de estudo, um túnel de drenagem em Lisboa, durante a fase construtiva. Esta metodologia permite a identificação dos perigos geotécnicos potenciais, isto é, os inerentes aos parâmetros geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos,

associados às atividades de construção, bem como a análise qualitativa dos mesmos. Resultando na implementação de medidas que permitam eliminar o risco ou mitigá-lo.

Este estudo pretende dar uma perspectiva da importância da gestão dos riscos geotécnicos, impostos pelas condições do terreno, bem como os procedimentos a serem tomados para a sua implementação, contribuindo para dar uma maior segurança a todos envolvidos na obra e o aumento da sua produtividade, o que se traduz numa redução dos custos e dos respetivos prazos de construção.

**Palavras-chave:** Gestão do risco; Risco geotécnico; Túnel urbano; Fase construtiva

---

# Abstract

---

Underground space has been increasingly used for the most diverse structures and infrastructures. Underground works, namely the construction of tunnels, impose several risks, directly or indirectly, on everyone involved in the project. Since tunnels are linear structures, which can reach large extensions, the interception of heterogeneous environment, with different geological, hydrogeological and geotechnical conditions, and their reduced knowledge, increases the risk inherent in this type of civil engineering work, this reduced knowledge can be filled by carrying out geological studies. The main consequences of risks occurring in tunnels are the safety of people, the very stability of the structure, which can lead to financial delays and slippages.

This dissertation has as key goal the implementation of a geotechnical risk management for tunnelling, based on the literature, the procedures carried out, and a selected case study, integrating everything in a risk management methodology.

As usual, the risk management embraces the detection and identification of the geotechnical risks, their analysis and assessment, so that it is possible to verify their occurrence and their impact on the construction work; in most cases, it turns out that they are considered intolerable or at the limit of tolerability. In this context, and aiming to control these risk types, elimination measures, and if they are not feasible, mitigating measures are presented.

The risk management is then applied to a case study, a drainage tunnelling in Lisbon. The methodology allows the identification of potential geotechnical hazards, that is, the ones related with the inherent geological, hydrogeological and geotechnical features, associated with the construction activities, as well as their qualitative analysis. This results in the implementation of measures that allow the risks to be eliminated or mitigated.

This study intends to give a perspective on the significance of the geotechnical risk management, imposed by the ground conditions, as well as the procedures to be carried out for its implementation, to improve the overall safety and to increase the productivity, which translates into reduction of costs and on the accomplishment of the construction deadline.

**Keywords:** Risk management; Geotechnical risk; Urban tunnelling; Constructive phase

---

# Índice

<b>AGRADECIMENTOS.....</b>	<b>V</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>VII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>IX</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2 OBJETIVOS E PRINCIPAIS CONTRIBUTOS.....	4
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	4
<b>2. ESTADO DA ARTE .....</b>	<b>7</b>
2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS DA GESTÃO DO RISCO .....	8
2.1.1 <i>Perigo</i> .....	8
2.1.2 <i>Risco</i> .....	9
2.3 APRECIACÃO DO RISCO .....	10
2.3.1 <i>Identificação do risco</i> .....	10
2.3.2 <i>Análise do risco</i> .....	11
2.3.3 <i>Avaliação do risco</i> .....	12
2.4 MEDIDAS ELIMINATÓRIAS E/OU MITIGADORAS .....	13
2.5 MONITORIZAÇÃO E REVISÃO .....	14
2.6 SITUAÇÃO NO MUNDO E EM PORTUGAL.....	15
2.6.1 <i>Mundo</i> .....	15
2.6.2 <i>Portugal</i> .....	16
<b>3. METODOLOGIA.....</b>	<b>19</b>
3.1 IDENTIFICAÇÃO E ANÁLISE DE RISCO .....	19
3.2 AVALIAÇÃO DE RISCO.....	20

3.3 MEDIDAS ELIMINATÓRIAS E MITIGADORAS.....	20
<b>4. ENQUADRAMENTO DO CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>23</b>
4.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO .....	24
4.1.1 <i>Litostratigrafia</i> .....	26
4.2 ENQUADRAMENTO HIDROGEOLÓGICO.....	33
4.2.1 SISTEMA ALUVIONAR .....	33
4.2.2 <i>Sistema aquífero multicamada Miocénico</i> .....	34
4.2.3 <i>Sistema Oligocénico</i> .....	34
4.2.4 <i>Sistema vulcânico de Lisboa</i> .....	35
4.2.5 <i>Sistema carbonatado Cretácico</i> .....	35
4.3 ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO.....	38
4.3.1 <i>Formação de Caneças e Formação de Bica</i> .....	39
4.3.2 <i>Complexo Vulcânico de Lisboa</i> .....	39
4.3.3 <i>Formação de Benfica</i> .....	41
4.3.4 <i>Camada dos Prazeres</i> .....	44
4.3.5 <i>Areolas da Avenida da Estefânia</i> .....	46
4.3.6 <i>Calcários de Entrecampos (“Banco Real”)</i> .....	49
4.3.7 <i>Argilas do Forno do Tijolo</i> .....	50
4.3.8 <i>Areias da Quinta do Bacalhau</i> .....	51
4.3.9 <i>Areias e Calcários de Casal Vistoso e de Musgueira</i> .....	53
4.4 ENQUADRAMENTO TECTÓNICO .....	57
4.4.1 <i>Deformação dúctil</i> .....	58
4.4.2 <i>Deformação frágil</i> .....	58
4.5 ENQUADRAMENTO SÍSMICO .....	59
<b>5. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE GESTÃO DOS RISCOS .....</b>	<b>65</b>
5.1 APRECIACÃO DO RISCO .....	65
5.1.1 <i>Análise de risco</i> .....	65
5.1.2 <i>Avaliação de risco</i> .....	68
5.2 CONTROLO DO RISCO .....	70
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>73</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>77</b>

## Índice de figuras

FIGURA 1.1 - PLANO DE GESTÃO DO RISCO (ADAPTADO DE POWELL & SILVERTON, 2003; <i>IN</i> CÂNDIDO, 2010) .....	2
FIGURA 1.2 - ILUSTRAÇÃO DO CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO DE RISCO COM INTRODUÇÃO DA GESTÃO DO RISCO (ADAPTADO DE LECA & ESKESEN 2006; <i>IN</i> SANTOS 2016) .....	3
FIGURA 2.1 - PROCESSO DE GESTÃO DO RISCO (ADAPTADO DE NP ISO 31000, 2012).....	8
FIGURA 4.1 – TRAÇADO GERAL DO TÚNEL DE DRENAGEM CAMPOLIDE-SANTA APOLÓNIA, LISBOA (APA, 2017)....	25
FIGURA 4.2 - EXCERTO DA CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL 34-D .....	25
FIGURA 4.3 - PERFIL GEOLÓGICO ESQUEMÁTICO RELATIVO AO TRAÇADO PROPOSTO PARA O TÚNEL DE CAMPOLIDE – SANTA APOLÓNIA (RIBEIRO <i>ET. AL.</i> , 2017) .....	26
FIGURA 4.4 - MODELO CONCEPTUAL DE FLUXO SUBTERRÂNEO PARA O POTENCIAL TRAÇADO DO TÚNEL DE CAMPOLIDE – SANTA APOLÓNIA (RIBEIRO <i>ET AL.</i> , 2017).....	36
FIGURA 4.5 - CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA E PARA FINS RODOVIÁRIOS (AASHTO) DAS AMOSTRAS DA CAMADA DE PRAZERES (LOPES, 2001).....	44
FIGURA 4.6 - CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA E PARA FINS RODOVIÁRIOS DOS SOLOS DAS AREOLAS DA AVENIDA ESTEFÂNIA OBTIDOS POR LOPES (2001).....	47
FIGURA 4.7 - PROJEÇÃO DOS DADOS DE PLASTICIDADE NO GRÁFICO DE CASAGRANDE PARA 22 AMOSTRAS DE ALMEIDA (1991) E UMA DE NASCIMENTO (1954) DA UNIDADE ARGILAS DE FORNO DE TIJOLO (LOPES, 2001) .....	50
FIGURA 4.8 - CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA E PARA FINS RODOVIÁRIOS DOS SOLOS DAS AREIAS DA QUINTA DO BACALHAU (LOPES, 2001).....	51
FIGURA 4.9 - CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA E PARA FINS RODOVIÁRIOS DOS SOLOS DAS AREIAS E CALCÁRIOS DE CASAL VISTOSO E MUSGUEIRA (LOPES, 2001) .....	53
FIGURA 4.10 - MAPA DO SUBSTRATO GEOLÓGICO DE LISBOA (LOPES, 2001).....	58
FIGURA 4.11 - ZONAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL CONTINENTAL (NP EN 1998-1, 2010)) .....	61
FIGURA 4.12A – CARTA DE DISTRIBUIÇÃO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE UM SISMO INTRAPLACA PARA A CIDADE DE LISBOA (FONTE: <a href="http://www.cm-lisboa.pt/fileadmin/VIVER/SEGURANCA/PROTECAO_CIVIL/FICHEIROS/DISTRIBUICAO_INTENSIDADES_SISMICASVIT_7.PDF">HTTP://WWW.CM-LISBOA.PT/FILEADMIN/VIVER/SEGURANCA/PROTECAO_CIVIL/FICHEIROS/DISTRIBUICAO_INTENSIDADES_SISMICASVIT_7.PDF</a> ).....	62

FIGURA 4.12B – CARTA DE DISTRIBUIÇÃO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE UM SISMO INTERPLACA PARA A CIDADE DE LISBOA (FONTE: <a href="http://www.cm-lisboa.pt/fileadmin/VIVER/SEGURANCA/PROTECAO_CIVIL/FICHEIROS/DISTRIBUICAO_INTENS_GORRIN_GE_8.PDF">HTTP://WWW.CM-LISBOA.PT/FILEADMIN/VIVER/SEGURANCA/PROTECAO_CIVIL/FICHEIROS/DISTRIBUICAO_INTENS_GORRIN_GE_8.PDF</a> ) .....	62
FIGURA 4.13 – MAPA DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DA CIDADE DE LISBOA (OLIVEIRA <i>ET AL.</i> , 2020).....	62

## Índice de tabelas

TABELA 2.1 - CONCEITO PERIGO SEGUNDO VÁRIOS AUTORES .....	8
TABELA 2.2 - CONCEITO PERIGO SEGUNDO VÁRIOS AUTORES (CONTINUAÇÃO) .....	9
TABELA 2.3 – ALGUMAS DEFINIÇÕES PARA O RISCO .....	9
TABELA 2.4 - ALGUMAS DEFINIÇÕES PARA O RISCO (CONTINUAÇÃO) .....	10
TABELA 2.5 - IDENTIFICAÇÃO DO MÉTODO E CORRESPONDENTE TIPO DE ANÁLISE A IMPLEMENTAR (ADAPTADO DE SANTOS, 2016) .....	12
TABELA 2.6 - AVALIAÇÃO DO RISCO SEGUNDO SHAHRIAR <i>ET. AL</i> (2008).....	13
TABELA 2.7 - ESTRATÉGIAS DE RESPOSTA AO RISCO.....	14
TABELA 4.1 - RESUMO DAS CARATERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS FORMAÇÕES HIDROGEOLÓGICAS DO SISTEMA MULTICAMADA MIOCÊNICO (ADAPTADO DE RIBEIRO ET AL., 2017 .....	37
TABELA 4.2 - RESUMO DAS CARATERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS FORMAÇÕES HIDROGEOLÓGICAS CRETÁICAS E OLIGOCÉNICAS (ADAPTADO DE RIBEIRO ET AL., 2017) .....	37
TABELA 4.3 - RESUMO DOS RESULTADOS DE MASSA VOLÚMICA, PESO VOLÚMICO E POROSIDADE ABERTA PARA AS AMOSTRAS DE BASALTO DO CVL (ADAPTADO DE PEREIRA, 2018) .....	39
TABELA 4.4 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS MÓDULOS DE YOUNG E DO COEFICIENTE DE POISSON ESTÁTICOS (ADAPTADO DE PEREIRA 2018) (CONTINUAÇÃO).....	40
TABELA 4.5 - ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO REALIZADOS NO EDÓMETRO DE ALTA PRESSÃO (VIEIRA, 2006) .....	41
TABELA 4.6 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS (VIEIRA, 2006).....	41
TABELA 4.7 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE EXPANSÃO (VIEIRA, 2006).....	41
TABELA 4.8 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE EXPANSÃO OBTIDOS NO ÂMBITO DOS ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO (VIEIRA, 2006) .....	42
TABELA 4.9 - RESUMO DE RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO DRENADOS CONVENCIONAIS (VIEIRA, 2006) .....	42
TABELA 4.10 - RESUMO DE RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO DRENADOS DE FLUÊNCIA (VIEIRA, 2006) ...	43
TABELA 4.11 - VALORES ESTATÍSTICOS RELATIVOS AOS RESULTADOS DE ENSAIOS LABORATORIAIS DE SOLOS DA CAMADA DOS PRAZERES (ADAPTADO DE LOPES 2001)) .....	45
TABELA 4.12 - VALORES ESTATÍSTICOS RELATIVOS À PLASTICIDADE E ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS DA CAMADA DOS PRAZERES (ADAPTADO DE LOPES, 2001) .....	45

TABELA 4.13 - VALORES ESTATÍSTICOS DE ALGUNS ENSAIOS LABORATORIAIS DE SOLOS DAS AREOLAS DA ESTEFÂNIA (ADAPTADO DE LOPES, 2001).....	47
TABELA 4.14 - VALORES ESTATÍSTICOS RELATIVOS À PLASTICIDADE E ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS DAS AREOLAS DA AVENIDA DA ESTEFÂNIA (ADAPTADO DE LOPES, 2001).....	48
TABELA 4.15 - VALORES ESTATÍSTICOS DE N, N <sub>60</sub> E (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> EM CAMADAS DOS CALCÁRIOS DE ENTRECAMPOS (LOPES, 2001).....	49
TABELA 4.16 - RELAÇÃO ENTRE O NÚMERO DE PANCADAS SPT, A RESPECTIVA COMPACIDADE E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (ADAPTADO DE TERZAGHI & PECK, 1948 <i>IN</i> VASCONCELOS, 2011).....	50
TABELA 4.17 - PESOS VOLÚMICOS, ÍNDICE DE VAZIOS, POROSIDADE E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO PARA SOLOS ARENOSOS DAS AREIAS DAS AREIAS DA QUINTA DO BACALHAU (LOPES, 2001).....	51
TABELA 4.18 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE CORTE DIRETO EM SOLOS DAS AREIAS DA QUINTA DO BACALHAU (LOPES, 2001).....	52
TABELA 4.19 - VALORES ESTATÍSTICOS RELATIVOS A ALGUNS RESULTADOS DE ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AMOSTRAS COM CARÁTER SILTO-ARGILOSO DAS AREIAS E CALCÁRIO DE CASAL VISTOSO E MUSGUEIRA (ADAPTADO DE LOPES, 2001).....	53
TABELA 4.20 - PESOS ESPECÍFICOS, ÍNDICE DE VAZIOS, POROSIDADE E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO PARA AS AREIAS DA UNIDADE AREIAS E CALCÁRIO DE CASAL VISTOSO E MUSGUEIRA (ADAPTADO DE LOPES, 2001).....	54
TABELA 4.21 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE CORTE RECOLHIDOS EM RELATÓRIOS DE AMOSTRAS DAS AREIAS E CALCÁRIO DE CASAL VISTOSO E MUSGUEIRA (LOPES, 2001).....	55
TABELA 4.22 – RESUMOS DOS VALORES OBTIDOS DOS ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	56
TABELA 4.23 - RESUMOS DOS VALORES OBTIDOS DOS ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA (CONTINUAÇÃO).57	
TABELA 4.24 - TIPO DE TERRENOS DE FUNDAÇÃO (NP EN 1998-1, 2009).....	59
TABELA 4.25 - TIPO DE TERRENOS DE FUNDAÇÃO (NP EN 1998-1, 2009) (CONTINUAÇÃO).....	60
TABELA 4.26 - VARIAÇÃO DO VALOR DE REFERÊNCIA DA ACELERAÇÃO MÁXIMA COM A ZONA SÍSMICA E COM O TIPO DE AÇÃO SÍSMICA (ADAPTADO DE NP EN 1998-1 (2010)).....	60
TABELA 5.1 – RESUMOS DOS PERIGOS IDENTIFICADOS E DAS MEDIDAS A ADOTAR.....	72

# Lista de abreviaturas, símbolos e siglas

- $e$  - índice de vazios
- $c_u$  - resistência não drenada
- $C_c$  - índice de compressibilidade
- $C_r$  - índice de recompressibilidade
- $C_v$  - coeficiente de consolidação
- $C_\alpha$  - coeficiente de compressão secundária
- $c$  - coesão
- $E$  - módulo de deformabilidade
- $E_{\text{médio}}$  - módulo de deformabilidade médio
- $E_{\text{secante}}$  - módulo de deformabilidade secante
- $E_{\text{tangente}}$  - módulo de deformabilidade tangente
- $ER_r$  - energia transmitida ao conjunto de varas
- $F$  - grau de fracturação
- $G_s$  - densidade das partículas sólidas
- $K$  - coeficiente de permeabilidade
- $m_v$  - coeficiente de compressibilidade volumétrica
- $n$  - porosidade
- $N$  - resistência à penetração
- $(N_1)_{60}$  - valor de  $N$  normalizado para  $ER_r=60\%$  e corrigido em função de profundidade
- $N_{60}$  - valor normalizado de  $N$  para  $ER_r=60\%$
- OCR - grau de sobreconsolidação
- $v_s$  - velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte
- $W$  - grau de alteração
- $W_L$  - limite de liquidez
- $W_P$  - limite de plasticidade
- $W_R$  - limite de retração

$\Delta V$  – extensão volumétrica

$\varepsilon_{Af}$  - taxa de deformação axial na rotura

$\gamma$  - peso específico

$\gamma_d$  - peso específico aparente seco

$\gamma_s$  - peso específico das partículas sólidas

$\sigma_s$  – tensão de expansão

$\sigma'_c$  – tensão efetiva de consolidação;

$\sigma'_p$  - tensão efetiva de pré-consolidação

$\sigma'_{v0}$  tensão vertical inicial

$\varphi$  – ângulo de atrito interno

$\nu$  – coeficiente de *poisson*

$\omega$  - teor em água







# 1. Introdução

## 1.1 Enquadramento do tema

A presente dissertação, inserida no plano curricular do Mestrado em Engenharia Geológica da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade NOVA de Lisboa (FCT NOVA), estuda a gestão do risco geotécnico de um túnel de drenagem sob a cidade de Lisboa, que visa reduzir os riscos de inundação desta cidade.

A importância do tema, a gestão do risco geotécnico em túneis, tem vindo a crescer por todo o mundo, devido aos desafios inerentes a este tipo de obra, e por haver uma crescente procura do espaço disponível no subterrâneo, para as mais diversas estruturas e infraestruturas, como vias de transporte, centrais elétricas, túneis de águas pluviais, entre outras.

Sendo os túneis obras lineares que podem atingir extensões significativas, a interceção de diversos meios heterogéneos, tendo estes parâmetros geológicos e geotécnicos diferentes, e o conhecimento reduzido do meio geológico a ser atravessado, fazem com que o risco inerente a este tipo de obra seja superior ao de outras de engenharia civil (Cândido, 2010).

Para além do referido, na construção de túneis, por se desenrolar em subterrâneo, num espaço confinado onde se concentram os mais diversos equipamentos e trabalhadores, existe sempre a probabilidade da ocorrência de perigos inerentes à construção por parte de todos os envolvidos, até mesmo de terceiros que se encontram à superfície, havendo assim a probabilidade de alguns desses perigos se concretizarem (Santos, 2016). Estes perigos estão associados à heterogeneidade do meio, bem como ao conhecimento limitado das condições geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e geográficas do local da empreitada.

Para abordar os riscos associados àqueles perigos, tornou-se crucial a implementação de uma metodologia de gestão do risco, que permitisse prever e controlar o comportamento da estrutura, durante as suas diferentes fases de conceção. Apesar da maior parte dos projetos de construção de túneis não registarem problemas catastróficos, a necessidade de se conseguir prever e controlar alterações no comportamento do terreno advém, especialmente, por já terem ocorrido diversos acidentes que resultaram em atrasos da obra, aumento nos custos e com consequências significativas, tais como a perda de vidas humanas. Estes acidentes podem ter como fatores, para além das condições geológicas, erros na conceção e planeamento do projeto e falhas durante a sua execução (Gomes, 2012; Sousa & Einstein, 2012).

A gestão do risco geotécnico é um processo cíclico e sistemático que inclui diversas etapas na sua implementação, como se pode verificar na Figura 1.1, tais como: identificação dos riscos; a sua avaliação, que inclui análise do risco e a sua apreciação e a implementação das respetivas medidas de eliminação e/ou mitigação, que variam de acordo com o risco em apreço e o seu impacto, bem como a viabilidade económica da aplicabilidade de uma certa medida.

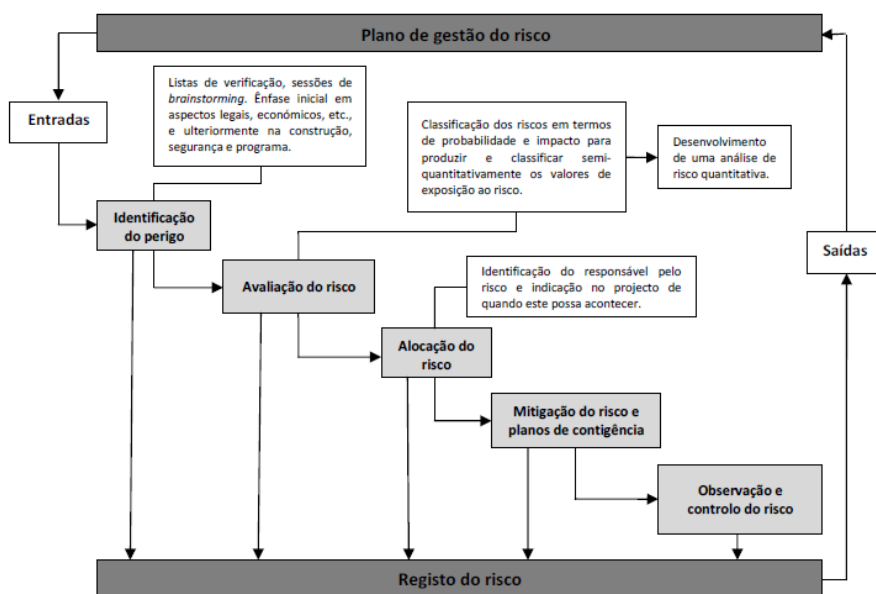


Figura 1.1 - Plano de gestão do risco (adaptado de Powell & Silverton, 2003; in Cândido, 2010)

Geralmente, a gestão já é aplicada, embora de uma forma indireta, a alguns riscos, através de decisões tomadas durante o desenvolvimento do projeto. No entanto, as presenças de processos de gestão do risco podem ter maior eficácia e importância, caso se utilizem técnicas sistemáticas na sua gestão. O uso destes métodos deve ser aplicado em todas as fases do projeto, desde a fase inicial de anteprojecto, até à fase de construção. Ao contrário das fases anteriores à construtiva, os riscos presentes nesta fase não podem ser transferidos, quer contratualmente ou por seguradoras, mas devem ser eliminados e /ou mitigados (Eskesen *et. al*, 2004).

Durante a fase construtiva e partindo do princípio de que todos os riscos considerados inaceitáveis já foram eliminados ou mitigados, caso não seja possível a sua eliminação. Na situação de ocorrer a mitigação do risco, o risco remanescente é considerado residual, encontrando-se dentro de um limite que tem como extremos, o risco tolerável e intolerável – *As Low As Reasonably Possible* (ALARP) - Figura 1.2. O risco residual está sempre presente, durante toda a duração da fase de construção do túnel. Como é considerado um risco ALARP, é de toda a importância a sua monitorização constante; caso ultrapasse os níveis de aceitabilidade, dever-se-á implementar, novamente, medidas de eliminação e/ou mitigação, nunca deixando que ele se torne inaceitável e ponha em causa o decorrer da obra.



**Figura 1.2 - Ilustração do critério de aceitação de risco com introdução da gestão do risco (adaptado de Leca & Eskesen 2006; in Santos 2016)**

A implementação de metodologias de gestão do risco durante a fase construtiva, permite ter um maior controlo dos riscos presentes em obra, melhor entendimento do comportamento do terreno, a adaptação, de uma forma rápida e eficiente, dos métodos de construção, de forma que se atinga a máxima segurança e produtividade (Santos, 2016).

É nesta perspetiva e principalmente pelos acidentes de maior magnitude que resultaram no colapso de túneis durante a década de 90 do século XX, que nas últimas décadas se desenvolveram códigos, legislações e normas por todo o Mundo, como as diretrizes publicadas pela British Tunnelling Society (BTS) em 2003 e pela International Tunnelling Association (ITA) em 2004. Em Portugal, mais recentemente, este assunto começou a possuir um estatuto de maior relevância, levando à criação da Norma Portuguesa NP ISO 3100 (2012), para a gestão do risco, e a Comissão Portuguesa de Túneis (CPT), em 2016, fazer uma reflexão referente à legislação portuguesa sobre

a construção de túneis, à luz das diretrizes da União Europeia publicadas em 2014, dando ênfase ao Método Observacional.

## **1.2 Objetivos e principais contributos**

É cada vez mais importante a implementação de medidas que permitam dar uma maior segurança, quer aos trabalhadores, quer a pessoas e a estruturas à superfície, prevenir riscos, isto é, evitar custos adicionais e extensões na duração da obra.

Como já foi referido, a construção de túneis, devido às condições geológicas serem bastante variáveis e, por vezes, imprevisíveis, é uma obra de engenharia civil com diversos riscos geotécnicos associados.

Esta dissertação tem como principal objetivo a implementação de uma metodologia de gestão dos riscos geotécnicos durante a fase de construção de túneis. Esta metodologia é realizada a partir da identificação, análise e avaliação dos riscos geotécnicos, de forma a ser possível a averiguar o impacto que estes vão ter na empreitada. Em seguida, aplicam-se as medidas eliminatórias e, caso haja impossibilidade, medidas mitigadoras, a todos riscos considerados no limite da aceitabilidade e intoleráveis.

A metodologia é aplicada a um caso de estudo, um túnel de drenagem em Lisboa, entre Campolide e Santa Apolónia, durante a fase construtiva. Esta metodologia vai permitir a identificação dos principais perigos que advêm dos parâmetros geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos do terreno, bem como a sua análise qualitativa. Em seguida, será possível desenvolver as necessárias medidas eliminatória e/ou mitigadoras dos riscos. Este processo irá resultar num aumento da segurança em todos os envolvidos na obra e o aumento da sua produtividade, o que se traduz numa redução dos custos e respetivos prazos de execução da empreitada.

É imperativo que haja um bom conhecimento dos riscos presentes durante a construção, e que a sua eliminação/mitigação seja realizada de forma eficaz para o sucesso da execução.

Assim, é importante que todos os envolvidos na obra, desde o operário ao dono de obra, tenham conhecimento do risco, possam tomar as devidas medidas e evitar acidentes que ponham em causa a integridade física e/ou gerem impactes financeiros significativos.

## **1.3 Organização da dissertação**

A presente dissertação de mestrado em está dividida em seis capítulos.

No primeiro é apresentada a introdução, onde se desenvolve um enquadramento do tema, expondo a sua importância, bem como a sua relevância, sendo também apresentados os objetivos da dissertação.

No capítulo seguinte, é efetuado um enquadramento da gestão do risco, isto é, apresenta-se uma resenha da literatura publicada. Aqui, é abordado o ciclo da gestão do risco, desde a identificação dos perigos, e se estes acarretam riscos, até à sua fase de eliminação e/ou mitigação. Também se apresentam as principais metodologias da gestão do risco no Mundo e em Portugal.

No terceiro capítulo é descrita a metodologia adotada nesta dissertação, referindo os passos tomados, desde a consulta bibliográfica para a deteção e identificação dos riscos, até aos tratamentos a serem aplicados.

No quarto capítulo é apresentado o enquadramento do caso de estudo, onde vai ser implementada a metodologia de gestão do risco. Aqui também se realiza o enquadramento geológico, hidrogeológico, tectónico, sísmico e geotécnico da região. São descritas todas as unidades litostratigráficas do Cretácico e Cenozoico intercetadas pelo possível traçado do túnel e a história geológica da deposição das unidades. Na componente hidrogeológica, é descrita a região hidrográfica e as formações hidrogeológicas envolvidas. Relativamente à tectónica, referem-se os episódios afetos às unidades e a deformação frágil e dúctil marcadas na área em estudo. A secção seguinte inclui o enquadramento sísmico, efetuado a partir do Eurocódigo 8 (EC8), e a distribuição de intensidades, nos terrenos de Lisboa, para dois tipos de ação sísmica distintos. Por último, é realizado o enquadramento geotécnico. Este é efetuado a partir da consulta de diversos autores e contemplam diversos ensaios laboratoriais.

No capítulo seguinte, descreve-se a gestão do risco utilizada no caso de estudo. Na primeira secção inclui-se a apreciação do risco, faz-se a respetiva análise e avaliação do risco e identificam-se os diferentes perigos, as respetivas causas, formas de os detetar e quais são aqueles que são considerados intoleráveis ou no limite da aceitabilidade, a que será necessário aplicar medidas de controlo. Na secção seguinte, são apresentadas as medidas eliminatórias e/ou mitigadoras a aplicar aos diferentes riscos.

O sexto capítulo corresponde às considerações relativas à gestão do risco, à metodologia empregue no caso de estudo e aos aspetos mais importantes que resultaram deste trabalho.

Por último, é listada a bibliografia consultada para a elaboração da dissertação.



# 2

## 2. Estado da arte

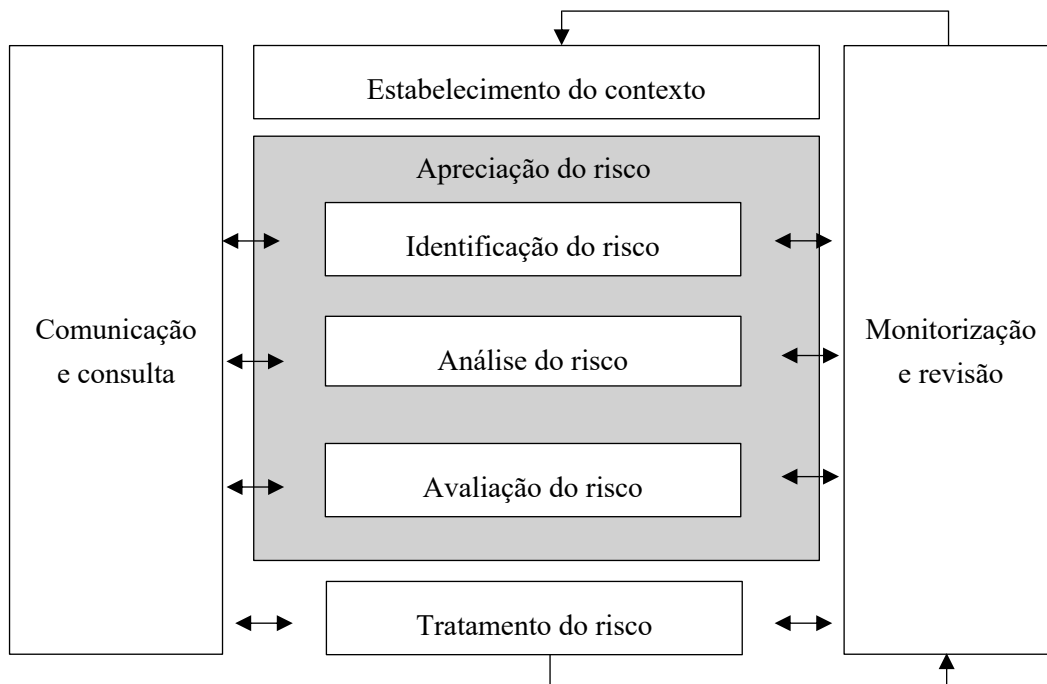
Na construção de túneis existe um elevado potencial de ocorrência de acidentes que ponham em causa a integridade física das pessoas e estruturas, quer próprias, quer envolventes, assumindo um potencial maior dano caso o túnel esteja a ser contruído numa zona urbana, principalmente se esta for histórica.

Neste capítulo abordam-se os conceitos fundamentais para o entendimento da aplicação da apreciação do perigo e do risco. Após a definição destes conceitos, procede-se à identificação do risco e à sua análise, referindo como ela se efetua e os diferentes métodos disponíveis - qualitativos, semiquantitativos e quantitativos. Em seguida, apresenta-se a sua avaliação, nomeadamente os diferentes métodos para avaliar o risco e classificá-lo, de modo a se poder comparar com uma situação de referência. Ainda nesta secção, é abordado o risco aceitável, o risco ALARP e o risco intolerável e os cuidados a ter com ele.

Concluída a avaliação, procede-se à definição dos métodos de eliminação e/ou mitigação. Neste ponto, é essencial que a análise e avaliação do risco tenha sido efetuada de uma forma eficiente e rigorosa, pois vai influenciar a escolha dos métodos a que esta secção apresenta.

Caso não seja possível a eliminação do risco, recorre-se a métodos de mitigação, irá permanecer sempre um risco remanescente, que é considerado residual, considerado tolerável. Para este caso, e para os riscos que só vão ser detetados durante a fase construtiva, é necessário a implementação de um sistema de monitorização, e a revisão de todas as medidas implementadas.

A Figura 2.1 apresenta todo o processo de gestão do risco.



**Figura 2.1 - Processo de gestão do risco (adaptado de NP ISO 31000, 2012)**

Por fim, refere-se a situação da gestão dos riscos no Mundo e em Portugal, expondo as principais metodologias praticadas, derivem elas da obrigatoriedade legislativa ou da imposição de códigos, ou da implementação prática e/ou expedita numa dada obra.

## 2.1 Conceitos fundamentais da gestão do risco

### 2.1.1 Perigo

Para se entender o que é o risco e tudo que está inerente à sua existência, é importante conhecer o conceito de perigo. Se não houver perigo, o risco é considerado inexistente.

Não existe só uma definição do que é o perigo; a Tabela 2.1 e a Tabela 2.2 incluem algumas definições feitas por diversos autores.

**Tabela 2.1 - Conceito perigo segundo vários autores**

<b>Autor</b>	<b>Definição</b>
Powell & Silverton (2003 <i>in</i> Cândido, 2010)	Ameaças imprevisíveis, tais como as condições geológicas, que muitas vezes são difíceis de estudar e prever problemas ao longo do alinhamento de um túnel
ISSMGE TC32 (2004)	Probabilidade de uma ameaça particular ocorrer dentro de um determinado período de tempo

**Tabela 2.2 - Conceito perigo segundo vários autores (continuação)**

<b>Autor</b>	<b>Definição</b>
CNPGGB (2005)	Condição, que pode resultar tanto de uma causa externa como ser devida a uma qualquer vulnerabilidade interna, com o potencial para iniciar uma falha. Uma fonte de danos potenciais ou uma situação com o potencial para provocar perdas
Staveren (2006)	Ameaça a pessoas e bens que estas valorizam
NP ISO 31000 (2012)	O elemento que, por si só ou em combinação com outros, tem o potencial intrínseco de originar um risco

Como se pode constatar, o perigo tem diferentes definições. De um modo geral, o perigo pode ser considerado como um evento que tenha condições de afetar negativamente o meio que o rodeia.

### **2.1.2 Risco**

Tendo presente o que é o perigo, já se consegue ter um melhor entendimento do que significa o risco. Como para o perigo, é importante dominar este conceito, à *priori* de se aplicar as análises risco, discutidas na secção seguinte. O risco, como o conceito anterior, tem múltiplas definições - Tabela 2.3 e Tabela 2.4.

**Tabela 2.3 – Algumas definições para o risco**

<b>Autor</b>	<b>Definição</b>
Clayton (2001 <i>in</i> Longo & Gama, 2004)	Probabilidade da ocorrência de um evento com as suas consequências físicas, económicas e sociais
ISSMGE TC32 (2004)	Medida que engloba a probabilidade e gravidade de um efeito adverso à saúde, a propriedades, ou ao ambiente

**Tabela 2.4 - Algumas definições para o risco (continuação)**

<b>Autor</b>	<b>Definição</b>
CNPGB (2005)	<p>No caso geral, o risco é estimado pelo impacto combinado do cenário, da probabilidade de ocorrência e da consequência associada.</p> <p>No caso especial, o risco médio é estimado pelo produto da probabilidade de ocorrência e da consequência, combinado para todos os cenários.</p>
Carlsson <i>et al.</i> (2005; in Staveren, 2006)	Um risco é uma incerteza com uma probabilidade designada
Staveren (2006)	Produto da probabilidade de um evento indesejado e as suas consequências
NP ISO 31000 (2012)	Efeito da incerteza na construção dos objetivos

Como fica claro após a análise da tabela, na área da geotecnia não subsiste uma definição do risco que seja aceita unanimemente por todas as entidades.

O risco pode ser definido pela probabilidade de ocorrência de um determinado evento, que possa causar efeitos nocivos à saúde, ao meio ambiente ou às estruturas envolvidas.

A CNPGB (2005), divide o risco em 10 categorias: individual; intolerável; involuntário; residual, aceitável; societal; tolerável, voluntário; ambiental; comensurável e tangível. Sendo, para este trabalho, o residual que apresenta maior importância e que será abordado mais à frente.

Com o conhecimento dos conceitos de perigo e risco, é possível passar ao próximo passo, a apreciação dos riscos.

## **2.3 Apreciação do risco**

A apreciação do risco engloba todos os processos desde a identificação até à avaliação do risco. Nos itens seguintes apresentam-se os conceitos integrantes da apreciação do risco.

### **2.3.1 Identificação do risco**

A identificação consiste na pesquisa, reconhecimento e descrição dos riscos; isto é, reconhecer todas as fontes do risco, locais que possam ser afetados e as consequências de determinado

evento perigoso. Tem como objetivo gerar uma lista abrangente de todos os riscos em eventos que possam ter um impacto físico na obra (NP ISO 31000, 2012)

A identificação dos principais riscos numa fase inicial vai evitar que sejam adotados planos para a resolução de problemas que possam surgir, bem como os custos inerentes a ações de remediação, em fases mais adiantadas da obra (Gransberg *et al.*, 2018).

Alguns métodos para a identificação do risco consistem em:

- Evidências, como a revisão de dados em documentos históricos;
- Abordagens sistemáticas, onde uma equipa segue um procedimento estruturado para a identificação do risco;
- Técnicas indutivas de raciocínio, algumas referidas na secção seguinte.

Independentemente das técnicas empregues, devido a estas serem efetuadas pelo ser humano, deve admitir-se que possam existir variações no que foi identificado e no que está realmente presente (*op. cit.*).

### **2.3.2 Análise do risco**

A análise do risco tem como objetivo compreender a natureza do risco e a sua estimação (CNPGB, 2005). Propicia a separação entre as potenciais causas do risco e as respetivas consequências, possibilitando a sua eliminação ou redução, quer ao diminuir a sua probabilidade de ocorrência, quer pela adoção de medidas mitigadoras, caso ele se concretize (Staveren, 2006). De um modo simplificado, a análise de risco é a metodologia que o permite “valorizar”, podendo até ser qualitativa.

Geralmente, inclui as seguintes fases (Santos, 2006):

- a) Enquadramento e definição dos objetivos;
- b) Identificação dos riscos e da sua probabilidade;
- c) Estimativa da grandeza das consequências dos riscos.

De acordo com a CNPGB (2005), como a análise de risco vai auxiliar um processo de decisão, a escolha do tipo de análise irá depender dos objetivos e do meio em que se inserem, podendo ser uma análise qualitativa; semiquantitativas e quantitativa.

A análise qualitativa é um método meramente descritivo. Permite classificar de uma forma expedita os diversos riscos, no entanto não possibilita a comparação de importância entre os riscos identificados (Cândido, 2010).

A análise semiquantitativas permite avaliar a importância relativa dos diversos riscos, a partir de um grau de quantificação, que é obtido a partir da verossimilhança da sua ocorrência e das consequências (Santos, 2016).

A análise quantitativa é baseada em abordagens matemáticas. Os resultados obtidos por estas abordagens vão permitir obter uma representação válida das consequências e dos cenários analisados (CNPGB, 2005).

No presente, existem diversos métodos que permitem efetuar análises de riscos geotécnicos. Na Tabela 2.5 estão enunciadas as principais metodologias, divididas quanto ao seu tipo (qualitativa, semiquantitativas e/ou quantitativa).

**Tabela 2.5 - Identificação do método e correspondente tipo de análise a implementar (adaptado de Santos, 2016)**

Métodos	Tipo		
	Qualitativa	Semiquantitativa	Quantitativa
Análise por listas de verificação ( <i>checklists</i> )	X		
Análise preliminar de riscos ( <i>PRA - Preliminary Risk Analysis</i> )	X		
Análise de perigos e operacionalidade (HAZOP – <i>Hazard and Operability Analysis</i> )	X		
Índices de risco		X	
Análise por árvore de eventos (ETA – <i>Event Tree Analysis</i> )	X	X	X
Análise dos modos de rotura e seus efeitos (FMEA – <i>Failure Modes and Effects Analysis</i> )	X		
Análise dos modos de rotura, seus efeitos e sua criticidade (FMECA – <i>Failure Modes Effects and Criticality Analysis</i> )		X	
Análise por árvore de falhas (FTA – <i>Fault Tree Analysis</i> )	X	X	X

Finalizada a análise de riscos, a próxima etapa passa por efetuar a avaliação do risco.

### 2.3.3 Avaliação do risco

A avaliação do risco tem por base a comparação entre os resultados da análise e os critérios de aceitação do risco para determinar se o risco é aceitável. (NP ISO 31000, 2012); isto é, consiste

no enquadramento em critérios previamente definidos para definir se o risco é considerado intolerável; intermédio e aceitável, na medida em que os métodos de eliminação ou mitigação são inviáveis; ou reduzido para ser aceitável, sendo um risco residual (Santos, 2016).

A avaliação do risco também pode ser determinada por métodos qualitativos, semiquantitativos e quantitativos. A classificação do risco por métodos qualitativos é um processo bastante simples, recorrendo as listas de verificação, seguindo-se de imediato os procedimentos de implementação de medidas que eliminem e/ou mitiguem o risco (*op. cit.*).

A avaliação do risco por métodos semiquantitativos para a classificação do risco, fornece o valor da verossimilhança da sua ocorrência e das consequências. O produto destas verossimilhanças fornece a graveza do risco (*op. cit.*). De modo a se ter uma apreciação do risco, tendo por base os valores obtidos por estes métodos, Shahriar *et al* (2008) desenvolveram uma tabela como situação de referência - Tabela 2.6.

**Tabela 2.6 - Avaliação do risco segundo Shahriar *et. al* (2008)**

Nível de risco	Índice	Descrição
Reduzido	1 – 4	Risco tolerável sem medidas mitigadoras
Moderado	5 – 9	Risco moderadamente tolerável – Pode ser necessária a implementação de medidas de eliminação ou mitigadoras
Elevado	10 – 15	Risco no limite da tolerabilidade – Implementação de medidas de eliminação ou mitigadoras
Muito elevado	16 - 25	Risco intolerável – Implementação de medidas de eliminação

Os métodos quantitativos fornecem um intervalo de valores rigorosos. Contudo, por não existir um critério de aceitabilidade estabelecido que se encaixe em todas as situações possíveis (uma vez que existe uma maior aceitabilidade, caso o impacte se verifique numa zona remota, do que em meio urbano), haverá a necessidade de se avaliar cada situação (Santos, 2016).

## **2.4 Medidas eliminatórias e/ou mitigadoras**

Segundo TGN25 (2009), o propósito da planificação da mitigação do risco é identificar e implementar ações, tendo em conta a relação custo-benefício, que irão eliminar, ou reduzir até níveis aceitáveis e possíveis, o risco geotécnico identificado.

O procedimento geral é reduzir os riscos até níveis suficientemente baixos, de modo a que a prática da construção seja possível, ou como é conhecido ALARP.

Para Thomas & Banyai (2007), a hierarquia preferida das medidas de mitigação é: primeiro tentar remover, e caso não seja possível, dever-se-á mitigar, de modo a haver proteção para todos os envolvidos na obra. A última opção passa por proteções individuais, passivas.

Flanagan & Norman (1993 *in* Staveren, 2006) sugeriram algumas das estratégias mais utilizadas de resposta ao risco, presentes na Tabela 2.7.

**Tabela 2.7 - Estratégias de resposta ao risco**

Autor	Método
Flanagan & Norman (1993; <i>in</i> Staveren, 2006)	<b>Retenção do risco</b> - caso o risco tenha uma probabilidade de ocorrência e efeitos limitados, incorrer o risco por ele ser aceitável
	<b>Redução do risco</b> - reduzir uma ou mais causas, ou uma ou mais consequências, do risco, ou uma combinação dos dois
	<b>Alocação do risco</b> – transferir o risco para outra entidade (companhias de seguro); é prática comum para os riscos que têm probabilidade de ocorrência baixa a muito baixa, mas consequências elevadas
	<b>Eliminação do risco</b> – suprimir o risco; última opção, utilizada para efeitos de grande probabilidade e com grande severidade

## 2.5 Monitorização e revisão

No início da construção, por norma, existe sempre um nível de risco remanescente que resulta de incertezas do meio, incluindo riscos que não podem ser evitados, em que foram aplicadas medidas mitigadoras, ou até mesmo riscos que ainda não foram identificados (Schubert, 2006).

Apresentam uma verossimilhança de ocorrência reduzida a muito reduzida e as suas consequências são intermédias a exíguas. Portanto, são considerados riscos toleráveis (Santos, 2016).

Durante a construção, o melhor método para gerir estes riscos é a monitorização. A partir da interpretação dos dados provenientes da monitorização, é possível ter uma visualização da performance do túnel, detetar riscos emergentes e analisar o impacto que os riscos conhecidos estão a ter, e verificar se estes estão a passar para níveis intoleráveis. Caso estejam, ter-se-á de fazer uma nova análise e avaliação, para se aplicar os métodos de eliminação e/ou mitigação mais adequados (adaptado de Thomas & Banyai, 2007).

## 2.6 Situação no Mundo e em Portugal

### 2.6.1 Mundo

Durante a década de 90 do século XX, houve diversos colapsos em túneis, levando os responsáveis pela gestão do risco a criticarem severamente as metodologias e critérios tomados nos últimos anos (Cândido, 2010). Como havia diversos métodos de aplicação, a partir de diversas discussões, houve a proposta de se criar e implementar diretrizes internacionais para a gestão do risco durante a fase construtiva de túneis (Eskesen *et al.*, 2004)

O trabalho para o desenvolvimento destas diretrizes começou em 1999 na reunião do Grupo de Trabalho 2 da ITA (*International Tunnelling Association*) em Oslo. Sendo que, foram apenas dadas por concluídas em 2003. Estas diretrizes mostram que as implementações de técnicas sistêmicas da gestão do risco melhoram significativamente a gestão durante o desenvolvimento do projeto. Ao se utilizarem estas técnicas, problemas que possam surgir são identificados, e há a possibilidade de se implementar medidas de mitigação num intervalo de tempo apropriado (*op. cit.*).

Em 2003 a BTS (*British Tunneling Society*), em associação com *The Association of British Insurers*, publicou a primeira edição do *The Joint Code of Practice for Risk Management of Tunnels Works in the UK* (BTS, 2003). Este código tem como objetivo promover e assegurar as melhores práticas para a minimização e gestão dos riscos associados ao projeto e construção de túneis, cavernas, poços e estruturas subterrâneas associadas, incluindo a renovação de estruturas subterrâneas existentes. Estabelece práticas para a identificação de riscos, a sua alocação entre as partes de um contrato e contratantes, e a gestão e controlo de riscos através da utilização de avaliações de risco e registos de riscos. No entanto, não era possível aplicá-lo, ou até mesmo legal, em todas as nações/cidades. Foi então que, em 2006, ele foi modificado, numa parceria que envolveu a ITA e a IAEI (*International Association of Engineering Insurers*), para que pudesse ser aplicado amplamente por todas as nações que não eram cobertas anteriormente, mantendo os mesmos objetivos delineados pelo seu antecessor (ITIG, 2006).

O *Centre d'Etudes des Tunnels* (CETU), em 2012, liderou uma investigação com o propósito de propor métodos e ferramentas para uma avaliação técnica e económica mais eficiente durante a construção de um túnel. Estes métodos passavam pela identificação do risco, pela quantificação das suas consequências e probabilidade de ocorrência, de modo a se poder efetuar o nível de risco e a consequente avaliação. Em seguida, fazia-se o seu registo, incluindo o respetivo nível de risco, com a cotação total, e as medidas de tratamento que iriam eliminar as fontes do risco, diminuir a probabilidade de ocorrência e reduzir as consequências (Gaillard *et al.*, 2013).

Em 2017, foi preparado um documento, *Risk Management for Dam Construction*, pelo comitê da *United States Society on Dams* (USSD). Este documento utiliza e adapta técnicas aceites de gestão do risco durante a fase de projeto. Tem como principal objetivo oferecer à indústria um maior conhecimento da importância do “*Formal Risk Management*” (gestão do risco formal) para projetos de barragens, e em implementar uma gestão rigorosa de risco ao longo do decurso do projeto (USSD, 2017).

Para combater a situação precária da Colômbia, relativamente à gestão do risco em projetos de infraestruturas, em 2019 foi proposta uma metodologia de análise de risco para a construção de túneis. Esta metodologia tem em conta a quantificação da probabilidade da ocorrência de um evento ou de um risco com uma inferência *Bayesiana* e as respetivas redes para se ter informação relativa às interações das causas com as repercussões do evento final. Subsequentemente, é encontrado o impacto do risco e a duração da atividade. Por fim, o valor do risco é encontrado usando a Simulação de Monte Carlo. Esta metodologia está a ser implementada na construção de dois túneis na cidade de Graduas, Brasil (Ospina *et. al*, 2019).

## 2.6.2 Portugal

A nível nacional não existe nenhum código ou legislação que imponha uma determinada metodologia para a realização da gestão do risco geotécnico. No entanto, já foram propostas algumas metodologias desta temática, por alguns autores, e aplicadas quer em barragens de aterro, quer em obras subterrâneas.

A Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (CNPGB) criou um Grupo de Trabalho, de forma a proceder à apropriação e ao desenvolvimento dos conhecimentos inerentes à análise dos riscos em geral e, em particular, ao domínio da segurança das barragens e dos vales a jusante (CNPGB, 2005). A análise de riscos é entendida como a utilização de informação disponível para estimar os riscos para pessoas, bens e ambiente decorrentes da existência de uma ou de um conjunto de barragens, pressupondo a identificação de riscos, o estudo dos modos através dos quais se podem materializar, da estimativa das probabilidades dessa materialização e da gama das consequências associadas a cada um dos riscos identificados (*op. cit.*).

Caldeira (2005) contribuiu com a divulgação das metodologias de análise dos riscos mais utilizadas. Ela abordou a avaliação do índice global de risco, aplicado a barragens de pequena a média dimensão; análise dos modos de rotura e seus efeitos (FMEA), aplicado a uma barragem de rejeitados; e as árvores de eventos e de falhas (FTA e ETA), aplicados à ensecadeira de Odelouca. Esta autora orientou a investigação de Santos (2006), que apresenta um enquadramento

geral das análises de risco, incluindo os modos de falha, os seus efeitos e a sua importância (FMECA), aplicando-a e a FMEA, à barragem de aterro de Cerro do Lobo.

Pimenta (2008) na sua tese de doutoramento, também orientada por Caldeira, efetuou uma reflexão sobre abordagens de riscos em barragens de aterro, de modo a contribuir para o desenvolvimento das metodologias da gestão e avaliação de risco.

Cândido (2010) divide a sua metodologia de gestão do risco em túneis em cinco etapas, onde efetua: a identificação dos perigos geotécnicos que possam causar algum tipo de acidente ou catástrofe; a avaliação dos riscos, que é dividida na análise do risco e na apreciação dos riscos; a mitigação do risco, que se divide na estratégia de tratamento do risco e na sua mitigação; a observação, controlo e revisão do risco; a comunicação do risco.

Em 2016, a Comissão Portuguesa de Túneis (CPT) publicou uma reflexão sobre a Legislação Portuguesa de Contratação Pública à luz das novas Diretivas Europeias, publicadas em 2014, e das melhores práticas de construção subterrânea, em particular os túneis, defendendo a obrigatoriedade da inclusão de técnicas de gestão do risco. Segundo este documento (CPT, 2016) as condições do terreno, *a priori*, não são conhecidas com precisão; deste modo, às potenciais condições imprevistas, são inevitáveis o acompanhamento e a análise dos resultados da monitorização. Assim, é possível fazer o ajuste dos métodos inicialmente previstos, utilizando o método observacional.

Santos (2016) propõe, para a gestão do risco em túneis, diferentes metodologias de identificação e análise dos riscos geotécnicos para as diferentes situações da fase construtiva:

- Fase inicial da construção: a análise de riscos recai sobre uma lista de verificação;
- Trecho a escavar: as metodologias a utilizar recaem numa árvore de eventos qualitativa, baseada na estimação da qualidade do maciço a partir de diversas metodologias matemáticas, e também por análises expeditas, empíricas e de um especialista;
- Frente de escavação: nesta etapa, a análise de risco é efetuada por uma lista de verificação, uma árvore de falhas e duas árvores de eventos;
- Trecho de túnel escavado: nesta fase, para garantir a estabilidade e para se efetuar a análise de risco, recorre a listas de verificação e uma árvore de eventos, de modo a se conseguir verificar a ocorrência de deformações excessivas do maciço e a identificar possíveis patologias no sustimento que indiquem situações potenciais de instabilidade.

Esta metodologia de gestão dos riscos geotécnicos, baseou-se na construção de vários túneis e foi aplicada a um túnel rodoviário em escavação (op. cit.).





## 3. Metodologia

Tendo em consideração o objetivo indicado no Capítulo 1, a metodologia adotada para a fase de construção do túnel é a seguinte:

- 1 – Realização do enquadramento geológico, geotécnico e hidrogeológico;
- 2- Identificação dos riscos potenciais tendo por base os elementos disponíveis;
- 3 - Definição de algumas medidas eliminatórias ou mitigadoras;

Esta metodologia para a gestão do risco geotécnico pode ser aplicada em qualquer tipo de túnel e tem por fundamento ser de implementação fácil, incluindo medidas que possam ser aplicadas de forma rápida e a existência de trabalhos já realizados na construção de túneis e/ou de estudos efetuados na região a afetar pela obra, nomeadamente estudos geológicos e geotécnicos dos terrenos da envolvente ao túnel.

Em seguida, descreve-se esta metodologia, que nos capítulos subsequentes é aplicada a um caso de estudo.

### 3.1 Identificação e análise de risco

A identificação dos potenciais riscos presentes durante a fase construtiva é realizada a partir da compilação de estudos bibliográficos. Tendo em conta a informação obtida, é então escolhido o tipo de análise de risco que melhor se adequa a estes elementos, sendo posteriormente aplicado à obra em apreço.

Na fase construtiva, o projeto já inclui os estudos da região, nomeadamente a realização dos enquadramentos geológico, hidrogeológico e geotécnico dos terrenos, bem como o tectónico e sísmico da região. Estes contextos vão oferecer informação pormenorizada da constituição dos

terrenos envolvente ao túnel, bem com as características geomecânicas e hidrogeológicas, contribuindo para desenvolver a metodologia de gestão do risco a utilizar.

Os elementos obtidos destes estudos podem ser bastante diversos e em quantidade variada, pelo que é necessário utilizar uma metodologia que consiga acomodar todas as diferentes situações que potencialmente podem ocorrer.

A utilização de listas de verificação para a análise de risco baseia-se na compilação de informações históricas, estudos realizados, sejam bibliográficos, sejam de campo, e conhecimentos adquiridos de outros projetos que sejam similares, permitindo a obtenção de uma lista de riscos inerentes à informação obtida. Este tipo de análise, embora qualitativo, pode também ser utilizado nas fases seguintes da gestão do risco, a avaliação e eliminação e/ou mitigação, visto que podem incluir informações respetivas à classificação e ao controlo dos riscos (Cândido, 2010; Santos, 2016).

Foram escolhidas listas de verificação por estas serem de rápida implementação, serem de fácil de interpretação e por poderem ser facilmente aplicadas a outros casos.

No fim, é obtida uma lista dos diversos perigos existentes, com os fatores que originam cada um e com as respetivas consequências. Com a identificação e análise dos riscos potenciais durante a fase construtiva, segue-se a sua avaliação.

### **3.2 Avaliação de risco**

A avaliação do risco tem como finalidade averiguar quais são os riscos, identificados anteriormente, em que é necessário a aplicação de medidas eliminatórias e/ou mitigadoras, ao enquadrá-los em critérios de risco, para averiguar a aceitabilidade de cada um. Nesta averiguação é tida em conta a possibilidade de ocorrência de cada risco, bem como o impacto que as consequências adversas podem provocar na obra.

Como foi referido na secção anterior, o método de análise escolhido foi qualitativo, o que torna todo o processo de avaliação de risco mais simplificado, por não haver lugar à estimação do risco.

Todos os riscos identificados que forem considerados como intoleráveis ou no limite da aceitabilidade, será necessária a implementação de tratamentos de risco a cada um.

Em seguida refere-se o processo relativo à eliminação ou mitigação do risco.

### **3.3 Medidas eliminatórias e mitigadoras**

Como princípio geral, o objetivo é de eliminar os riscos e, caso não seja possível, mitigá-los.

Idealmente a melhor solução é eliminar o perigo, mas se tal não for possível pode-se recorrer à aplicação de medidas apropriadas para diminuir a verosimilhança, podendo reduzir a possibilidade de ocorrência, a severidade das consequências ou ambas em simultâneo.

Segundo a NP ISO 3100 (2012), a escolha da medida a ser implementada implica ter em conta alguns fatores tendo em consideração o critério ALARP, que consiste no balanço entre a facilidade de aplicação de uma determinada opção, o seu custo, e os benefícios que desta vão resultar, tendo também em consideração alguns requisitos legais, regulamentares e outros aspetos, como a responsabilidade social e o ambiente.

Todos os riscos identificados e considerados inaceitáveis, ou no limite da aceitabilidade, serão alvo de apresentação de medidas eliminatórias, sempre que seja possível eliminar o risco, e medidas mitigadoras, de forma que o risco seja reduzido até níveis aceitáveis, para garantir a segurança de todos os envolvidos na obra.

Após a aplicação das medidas mitigadoras, fica presente um risco residual, por isso é importante a ciclicidade da gestão dos riscos de forma que seja possível a realização da apreciação deste risco, para assegurar que se mantém dentro dos limites da aceitabilidade. Para além deste fator, a repetição deste processo também permite verificar a eficácia dos tratamentos escolhidos; caso a sua aplicação seja efetuada de forma ineficaz ou deficitária, pode constituir um risco para a obra (*op. cit.*).

Tendo aplicada esta metodologia, é obtida uma lista onde estão discriminados todos os perigos que possam existir durante a fase construtiva, incluindo as causas para cada um, bem como as suas consequências e as respetivas medidas eliminatórias e/ou mitigadoras. Nos capítulos seguintes, aplica-se esta metodologia a um caso de estudo.



# 4

## 4. Enquadramento do caso de estudo

Em Lisboa as áreas classificadas com elevada e muito elevada vulnerabilidade ao risco de inundação atingem um valor superior a 640 ha, correspondendo aproximadamente a 6 % da área total do concelho (APA, 2017).

O sistema atual de drenagem de Lisboa não possui capacidade de assegurar a drenagem em situações de maior pluviosidade, como foi possível verificar em eventos que ocorreram deste tipo que originaram grandes inundações, prejuízos significativos, perturbação das atividades e até risco de mortalidade, por isso existe a necessidade da implementação de um projeto que permita combater esta problemática. (*ibid.*).

A construção do túnel de drenagem entre Campolide e Santa Apolónia está inserido no Plano de Drenagem de Lisboa (PGDL) 2016-2030, com uma extensão aproximada de 5 km e um diâmetro de 5,5 m, tendo como objetivo a melhoria das condições de drenagem na cidade de Lisboa, de forma a reduzir os riscos de inundação associados a eventos externos de pluviosidade (*ibid.*).

Como parte da primeira etapa da metodologia descrita no Capítulo 3, em seguida estão descritos os seguintes enquadramentos: geológico, hidrogeológico e geotécnico, da área onde está inserido o possível traçado do túnel, e o tectónico e sísmico, da cidade de Lisboa.

## 4.1 Enquadramento geológico

A cidade de Lisboa insere-se na Orla Mesocenoica Ocidental, no Setor Central da Bacia Lusitaniana, e na Bacia Cenozoica do Baixo Tejo-Sado.

O desenvolvimento da Bacia Lusitaniana ocorreu durante parte do Mesozoico, evoluindo desde o Triásico Superior até ao limite do Cretácico Inferior/Superior, estando associado à fragmentação da Pangeia, mais especificamente, ao contexto da abertura do Atlântico Norte. Possui um alongamento de 200 km na direção NNW-SSE e por 100 km na direção perpendicular, encontrando-se limitada, a Este pelo maciço Hespérico e a Oeste pelo Horst da Berlenga (Kullberg, 2000; Kullberg *et al.*, 2013).

O início do enchimento desta bacia ocorreu durante o Mesozoico, sendo os seus sedimentos mais antigos, depositados em regime fluvial, pertencentes aos Triásico superior. A deposição sequente ocorreu com diversas alterações do nível do mar, apresentando variações laterais de fácies consideráveis, sendo que na cidade de Lisboa se encontram apenas materiais datados a partir do Albiano superior - Formação de Caneças, Formação de Bica e Complexo Vulcânico de Lisboa - CVL (Kullberg, 2000; Lopes, 2001)

Os restantes materiais presentes na cidade de Lisboa depositaram-se na Bacia Cenozoica do Tejo-Sado. Encontra-se orientada segundo a direção NE-SW, correspondendo a uma depressão tectónica que se começou a desenvolver entre o Eocénico Superior – Oligocénico (Carvalho *et al.*, 1983-85; Cunha, 1992 *in* Mendonça, 2010).

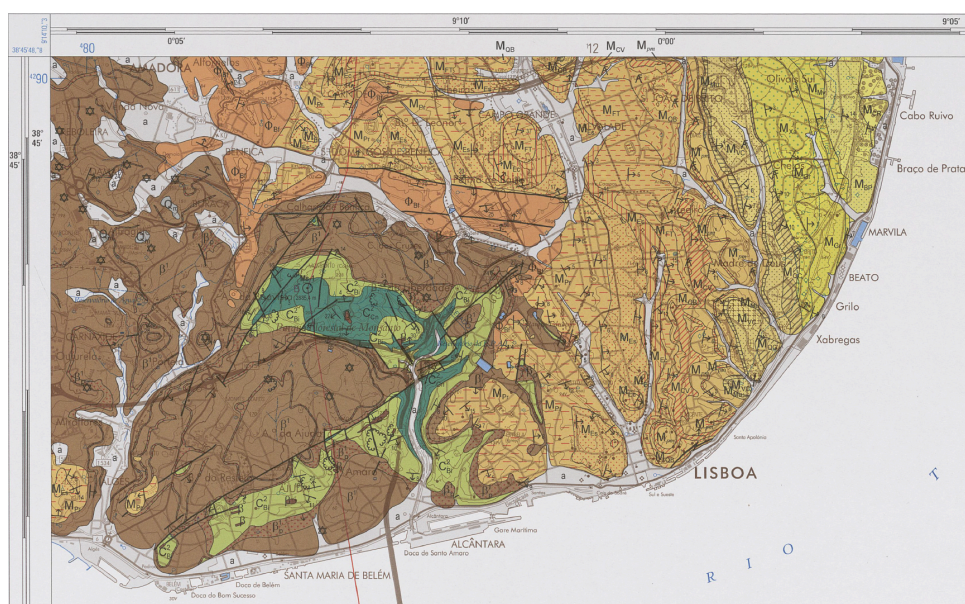
Esta bacia cenozoica apresenta um enchimento sedimentar predominantemente detrítico, de origem continental. No entanto, também é possível encontrar a presença de sedimentos marinhos que marcam a existência de um contexto transgressivo, que teve como génese o início da subsidência da bacia, aproximadamente no Miocénico Inferior (Aquitânico). Esta subsidência foi controlada por acidentes tectónicos importantes, com direções NE-SW a NNE-SSW; evoluiu compensando a sedimentação, acumulando uma espessura de depósitos miocénicos pouco deformados, sub-horizontais ou afetados por dobramentos com grande raio de curvatura ou balanceamentos suaves (Carvalho *et al.*, 1983-85; Mendonça, 2010; Cabral, 1995 *in* Silva, 2015)

Antunes & Pais (1993) reconhecem sete ciclos sedimentares ( $T_0$  a  $T_6$ ) no Miocénico da Bacia do Tejo, em que cada um corresponde a uma transgressão e sucessiva regressão do nível do mar.

A Figura 4.1 mostra, em planta, o possível traçado de um túnel de drenagem entre Campolide e Santa Apolónia de acordo com APA (2017) e a Figura 4.2 mostra o excerto da Carta Geológica de Portugal 34-D, onde está situado a zona de Lisboa



**Figura 4.1 – Traçado geral do túnel de drenagem Campolide-Santa Apolónia, Lisboa (APA, 2017)**



**Figura 4.2 - Excerto da Carta Geológica de Portugal 34-D**

Na Figura 4.3, está representado em corte sobrelevado o possível traçado para o túnel Campolide – Santa Apolónia com as seguintes formações:  $C^2_{Bi}$  Formação da Bica;  $C^2_{Cn}$  - Formação de Caneças;  $\Phi Bf$  – Formação de Benfica;  $M_{MPr}$  – Camada de Prazeres ( $M_I$ );  $M_{ES}$  – Areolas de Avenida da Estefânia ( $M_{II}$ );  $M_{Ec}$  – Calcários de Entrecampos (“Banco Real”) ( $M_{III}$ );  $M_{FT}$  – Argilas

de Forno do Tijolo (M<sub>IVa</sub>); M<sub>QB</sub> - Areias de Quinta do Bacalhau (M<sub>IVb</sub>); Areias e Calcário de Casal Vistoso e de Musgueira (M<sub>Va</sub>) e a - Aluviões e/ou aterros.

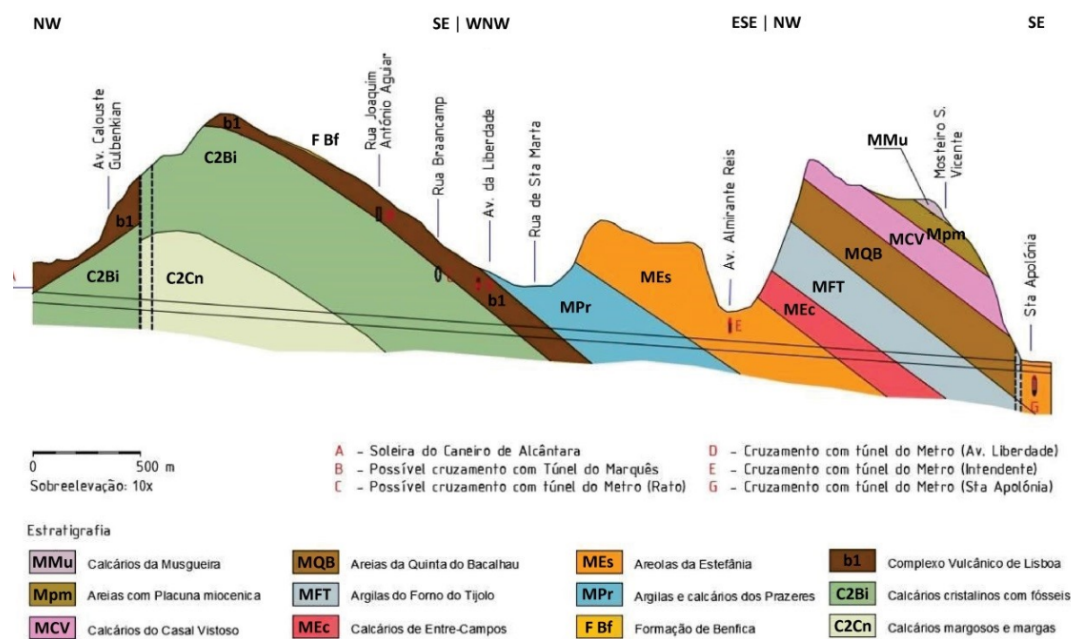


Figura 4.3 - Perfil geológico esquemático relativo ao traçado proposto para o túnel de Campolide – Santa Apolónia (Ribeiro *et. al.*, 2017)

Seguidamente, descrevem-se as unidades litostratigráficas do Cretácico e Cenozoico, da base para o topo, presentes na área que o possível túnel de drenagem, entre Campolide e Santa Apolónia, intersecará. A nomenclatura adotada para descrever cada uma, corresponde à da Notícia Explicativa da Folha 34-D, Lisboa (Pais *et al.*, 2006).

#### 4.1.1 Litostratigrafia

##### C<sup>2</sup><sub>cn</sub> – Formação de Caneças

Em Lisboa identificam-se dois dos quatro níveis constituintes desta formação descrita por Choffat (1885; *in Pais et al.*, 2006). O primeiro “nível com *Pterocera incerta*”, é constituído por calcários margosos amarelados e apinhoados, pouco fossilíferos, com camadas areno-quartzosos e mais dolomíticas. O segundo nível identificado, “nível com *Exogyra pseudo-africana*”, é composto por calcários margosos, amarelados e margas.

A base desta formação está datada como pertencente ao Albiano Superior, não sendo conhecidos afloramentos do limite inferior desta unidade, na cidade de Lisboa. Por sua vez, o limite superior foi atribuído ao Cenomaniano médio e situa-se entre a última camada de calcário margoso dolomítico e a primeira de calcário branco a bege “fendilhado”, pertencente à Formação da Bica, que pode ser observado no corte descrito por Choffat (1900 *in Pais et al.*, 2006), no vale de

Alcântara. De notar que, tanto os limites da base como os do topo, são diacrónicos, resultando da sedimentação consequente de uma transgressão para NW. Apresenta ainda uma espessura aflorante, aproximada, de 60 m no corte efetuado por Choffat (1885; *in Pais et al.*, 2006).

### **C<sup>3</sup><sub>Bi</sub> – Formação da Bica**

Esta unidade é constituída por calcários compactos e margas. Os calcários apresentam alternância de camadas cristalinas, com nódulos de sílex, com calcários apinhoados. Apresentam ainda cor branca, rosada a avermelhada. Junto ao topo da unidade, verifica-se a existência de níveis de calcários margosos e de margas, de cor amarela, rosada e esbranquiçadas, com a presença de rudistas (caprínulas e radiolítídeos), constituindo biostromas, onde os rudistas se encontram silicatados. Existe ainda a presença de diversos fósseis marinhos, como foraminíferos, ostracodes, gastrópodes, tubos de serpulídeos, entre outros. Refere-se ainda a presença do amonoide *Neolobites vibrayeanus*, que serviu para datar e denominar esta unidade (Pais *et al.*, 2006; Vasconcelos, 2011).

A base desta formação corresponde ao limite superior da unidade anteriormente referida (Formação de Caneças). O limite superior, por sua vez, corresponde a uma superfície de paleocarsificação com tufos do CVL. Possui uma espessura, aproximada, de 50 m na cidade de Lisboa (Pais *et al.*, 2006).

### **β<sup>1</sup> – Complexo Vulcânico de Lisboa**

O CVL é uma das representações do 3º ciclo magmático, que se verificou durante diversos episódios de *rifting* que precederam a atual configuração do Oceano Atlântico – Cretácico terminal. Este ciclo é de natureza alcalina e tem idade compreendida entre 72 e 94 Ma (Palácios, 1985 *in* Kullberg *et al.*, 2013).

Foi efetuado um corte na estação ferroviária de Campolide, por Choffat (1950 *in* Pais *et al.*, 2006), onde se observavam intercalações de unidades sedimentares nas ígneas. Noutras áreas, podem estar presentes um maior número de episódios. A seguinte descrição, está ordenada da base para o topo:

- **1º episódio sedimentar**, possui 10 a 15 m de espessura e é constituído por margas vermelhas contendo cinzas vulcânicas, calhaus de calcários e fósseis do Turoniano superior, re-sedimentados; na parte superior, surgem margas com fragmentos de rocha basáltica;
- **1º episódio eruptivo**, constituído por basaltos com uma espessura aproximada de 100 m. Estas rochas, com alguma alteração, possuem intercalações lenticulares de aglomerados e cinzas vulcânicas associados a margas e grés impuros com fósseis (*Bulimus ribeiroi*, *B. olisiponensis*, *B. carnaxidensis* e *Pupa tournoueri*);

- **2º episódio sedimentar**, formado por margas vermelhas, grés impuros e tufo amigdalóide de cor acinzentada; apresenta espessura inferior a 30 m;
- **2º episódio eruptivo**, caracterizado por basaltos com espessura de 40 m e passagens a tufos e intercalações de materiais argilosos;
- **3º episódio sedimentar**, composto por materiais ígneos e inclusões de argila vermelha. Sobre estas camadas assentam camadas do Paleogénico.

Este corte mostra que a atividade magmática foi, predominantemente, efusiva e lávica com materiais piroclásticos subsidiários e que a sedimentação se processou em meio lacustre e fluvial.

O CVL apresenta espessuras variáveis nos diversos locais de afloramento; a espessura máxima, cerca de 200 m, foi observada na zona de Campolide. No entanto, apenas a 500 m a nordeste do Parque Eduardo VII, a espessura reduz para entre 15 e 20 m (Pais *et al.*, 2006).

#### **Φ<sub>Bf</sub> – Formação de Benfica**

Esta formação é constituída por depósitos continentais, que resultaram de diversos regimes de sedimentação, atingindo um máximo de 425 m de espessura; no entanto, na área em estudo, como é possível ver na Figura 4.3, está muito pouco representado.

De acordo com Zbyszewski (1963 *in* Pais *et al.*, 2006), é possível reconhecer a seguinte sucessão, de baixo para cima:

- Arenitos e margas siliciclásticos, avermelhadas (90 m);
- Calcários de Alformelos, cobertos por um banco de conglomerados (15 m);
- Margas avermelhadas (200 m);
- Conglomerados com clastos de calcários (60 m);
- Margas e argilas avermelhadas ou alaranjadas (60 m).

Reis *et al.* (2000 *in* Pais *et al.*, 2006), por sua vez, reconheceram quatro associações de fácies:

- **Associação 1** – composta por conglomerados e arenitos siliciclásticos. Podendo existir, nos conglomerados, clastos rolados de calcários mesozoicos. Localmente, ocorrem margas avermelhadas ou esbranquiçadas. Esta associação, corresponde à 1ª assentada e parte inferior da 2ª assentada de Choffat (1950);
- **Associação 2** – constituída por conglomerados e arenitos siliciclásticos, de cimento carbonatado, cor vermelho-tijolo, rosada e esverdeada clara. Estando associados, local e lateralmente, a horizontes de calcários micríticos brancos, nodulosos, por vezes pulverulentos, com fácies lacustres e palustres (Calcários de Alformelos). Estes calcários foram alvos de pedogénese e diagénese importantes;

- **Associação 3** – representada por arenitos e lutitos avermelhadas com níveis de concreções carbonatadas róseas. Nesta associação, há evidências de episódios de sedimentação com decantação de materiais finos avermelhados e ao desenvolvimento de horizontes intercalados de crostas calcárias, a partir de corpos lenticulares e canalizados de microconglomerados e arenitos grosseiros siliciclásticos;
- **Associação 4** – constituída por conglomerados e arenitos grosseiros com elementos rolados de calcários, basaltos, rochas filonianas e de margas esverdeadas. No topo encontram-se conglomerados com clastos de calcários e quartzitos, alternando com arenitos e lutitos vermelhos e castanhos, com horizontes carbonatados nodulares ou encrostados. Tantos os clastos de calcário, como os de basaltos, apresentam maior abundância e dimensão, na aproximação do topo.

Nesta formação, existem assentadas que contêm fração argilosa. A mineralogia desta é composta, principalmente, por esmectite, que é predominante nos níveis areníticos, e atapulgite, que se apresenta em percentagens mais elevadas nos calcários, siltititos e argilitos. A presença destes dois minerais argilosos, vai conferir um comportamento expansivo, sobretudo, nas litologias de fração mais fina (Vieira *et. al*, 2008).

Esta formação assenta em descontinuidade sobre o CVL e, em alguns locais, contata diretamente com as camadas do Cenomaniano. É delimitada, superiormente, pelos sedimentos marinhos do Miocénico inferior (Camada dos Prazeres).

#### **M<sub>Pr</sub> – Camada de Prazeres (M<sub>I</sub>)**

Esta unidade é constituída, predominantemente, por argilas e margas de lagunas litorais, havendo deposição de bioermas de corais e briozoários. Lateralmente, existem níveis carbonosos com vegetais e gesso, sobrepostos por níveis arenosos de grão médio a fino. No topo da camada, afloram argilitos arenosos, de cor avermelhada, com canais preenchidos por ostras (Pais *et al.*, 2006).

Cotter (1956), divide esta unidade da seguinte forma:

1. Zona de margas e arenitos com *Achelous Delgadoi*;
2. Zona de calcário margoso (1º nível de *Venus Ribeiroi*);
3. Zona de argilas e margas anegradas, esverdeadas e amareladas com *Ostrea Granensis* e restos de vegetais;
4. Zona margo-calcária (2º nível de *Venus Ribeiroi*);
5. Zona de argilas e margas com *Ostrea Aginensis* e restos de vertebrados.

Na área em questão, apresenta uma extensão considerável, mais de 3500 m, com orientação SW-NE, desde o flanco esquerdo do vale de Alcântara até ao bairro da Estefânia. No sentido transversal, o seu desenvolvimento também é considerável. Aflora desde as encostas, ao longo da linha marginal do aterro da Boa Vista ao Sul, até à linha de circunvalação a N e NW da cidade, estendendo-se até ao Campo Pequeno e linhas de cintura contíguas, Palma de Baixo, Benfica, Luz, Lumiar, até ao Norte da cidade. Apresenta uma espessura variável entre 30 e 35 m, tendo como espessura máxima 45 m (Cotter, 1956; Pais *et al.*, 2006).

Esta unidade, pertencente ao Aquitaniano/Burdigaliano Inferior, marca o início de uma transgressão marinha, formando um golfo pouco profundo (T<sub>0</sub>). Este golfo, durante o Aquitaniano, expandiu-se (T<sub>1</sub>) para o interior, até à região de Almeirim (Antunes & Pais, 1993).

#### **M<sub>Es</sub> – Areolas de Avenida da Estefânia (M<sub>II</sub>)**

Esta unidade é representada por areias finas silto-argilosas, com intercalações argilosas, margosas, de blocos, lenticulas e algumas bancadas de biocalcarenitos. Ocorrem ainda bancos de calcários margosos fossilíferos fraturados (Pais *et al.*, 2006; Marques & Coutinho, n.d.)

Cotter (1956), reparte esta unidade em três níveis, da base para o topo:

- Areias e grés argiloso com *Ostrea Aginensis* e restos de vegetais;
- Areolas micáceas, de cores vivas, com *Pecten Pseudo-Pandorae*;
- Arenito calcário com fósseis espáticos.

Segundo Antunes (1971 *in* Silva, 2015), está representada nesta unidade uma oscilação regressiva, a partir da observação de depósitos de areias finas misturadas com fósseis marinhos e alguns indicativos de fácies salobras - vertebrados e vegetais terrestres.

A unidade está atribuída ao Burdigaliano, assenta em descontinuidade com a anterior e apresenta, na Baixa de Lisboa, uma espessura da ordem de 20 a 30 m.

#### **M<sub>Ec</sub> – Calcários de Entrecampos (“Banco Real”) (M<sub>III</sub>)**

A presente unidade é, essencialmente, constituída por biocalcarenitos, com fração detrítica, contendo múltiplos fragmentos de moluscos bivalves e univalves. Para o topo, estão presentes sinais da passagem para a unidade seguinte (Argilas de Forno do Tijolo - M<sub>IVa</sub>), a partir da presença de areias muito finas e siltitos argilosos de cor cinzenta (Pais *et al.*, 2006).

O conjunto apresenta uma espessura a variar entre 12 e 17 m (*ib.*) e pode ser dividida em duas zonas, de forma ascendente (Cotter 1956):

- Zona de molasso calcário, muito fossilífero, de média rigidez;
- Zonas de arenitos com areia siliciosa e molasso mais brando.

Segundo Pais *et al.* (2006), esta unidade pertence ao Burdigaliano e assenta em desconformidade sobre os depósitos da unidade anterior (Areolas de Avenida da Estefânia - M<sub>II</sub>). Representa o início da transgressão verificada durante este Andar, marcada pela presença de calcários bioacumulados (com acumulação de conchas e outros restos esqueléticos) e bioedificados (com bancos recifais de corais), sedimentados em águas quentes e bem oxigenadas (Antunes & Pais, 1993; Antunes 1971 *in* Silva, 2015).

#### **M<sub>FT</sub> – Argilas de Forno do Tijolo (M<sub>IVa</sub>)**

Esta unidade é constituída por argilas, margas e arenitos argilosos micáceos, de cores mais escuras. Apresenta intercalações de estratos tabulares delgados, mais compactos, de rochas molássicas, muito fossilíferas, de cores mais claras. Estes estratos são escassos e não apresentam distribuição uniforme, ao longo da espessura da unidade; no entanto, desempenham um papel de suporte (Cotter, 1956).

A espessura desta unidade é variável. Cotter (1956), refere uma espessura entre 28 a 30 m na zona de Alfama, enquanto que, Manupella *et al.* (2011) menciona um conjunto de 11 m. Laranjo (2013) refere, na zona dos Olivais, uma espessura superior a 40 m, em profundidade.

Esta unidade corresponde à maior transgressão verificada no Burdigaliano (T<sub>2</sub>), que teve início na unidade anterior (Antunes & Pais, 1993).

#### **M<sub>QB</sub> – Areias de Quinta do Bacalhau (M<sub>IVb</sub>)**

Esta formação é composta por bancadas de areias, com componente ferruginosa, avermelhadas, amareladas e esbranquiçadas. Num plano secundário, na sua constituição possuem “(...) leitões de argila mole cinzenta clara e amarelada, micácea, de espessura irregular que se mostram principalmente no terço inferior da série, contendo alguns moldes de moluscos mormente de acéfalos e impressões mais ou menos abundantes de vegetais terrestres em sofrível estado de conservação; por três a quatro camadas argilo-areosas de forma lenticular, nenhuma das quais excedendo metro e meio de espessura, mostrando-se a mais de terço da altura da formação, intercaladas nas grossas bancadas de areia e contendo *Ostrea crassissima* e *Ostrea gingensis*; e por areias de cor esbranquiçada mais homogéneas, formando em parte um grés ou molasso de cimento calcário com moldes de gasterópodes e de acéfalos passando ao calcário mais ou menos compacto e muito fossilífero da assentada imediatamente superior. São frequentes nas bancadas de areias as concreções ferruginosas” (*sic.* Cotter, 1956).

Esta unidade, segundo Pais *et al.* (2006), possui uma espessura de 35 m, pertencente ao Burdigaliano. Está relacionada com a transgressão marinha durante este Andar (T<sub>2</sub>), referida na unidade anterior (Argilas de Forno de Tijolo - M<sub>IVa</sub>), (Antunes & Pais, 1993).

### **Areias e Calcário de Casal Vistoso e de Musgueira (M<sub>va</sub>)**

Este conjunto é constituído calcários e calcareníticos, na base e no topo, e por areias, com componente argilosa, na zona intermédia. Esta última, pode conter ainda vegetais e ter um formato lenticular (Almeida, 1991; *in* Silva, 2015).

**M<sub>CV</sub> – Calcário de Casal Vistoso (M<sub>va1</sub>)**, é composta por calcário conquífero, compacto, e arenitos, com *Pecten scabrellus*. A base desta unidade assenta em superfície de descontinuidade com a anterior (Areias de Quinta do Bacalhau - M<sub>IVb</sub>) e é representativa de um episódio transgressivo (Cotter, 1956; Pais *et al.*, 2006).

**M<sub>Pm</sub> – Areias com *Placuna miocenica* (M<sub>va2</sub>)**, corresponde à etapa regressiva da sequência deposicional. É formada por argilas arenosas, arenitos, molasso calcário, com *Placuna miocenica*, e areias amarelas fluviais com *Ostrea crassissima*. Contém ainda impregnações de piro-lusite, que lhe confere uma cor negra (*op. cit.*).

**M<sub>Mu</sub> – Calcários da Musgueira (M<sub>va3</sub>)**, assenta em descontinuidade, correspondente a superfície transgressiva, sobre os depósitos anteriores (Areias com *Placuna miocénica*- M<sub>IVb</sub>). É constituída por calcário conquífero e arenito compacto com *Chlamys scabriuscula var. camara-tensis* (*op. cit.*; Zbyszewsky, 1947 *in* Lopes, 2001).

Este complexo apresenta uma espessura entre 25 e 28 m e pertence ao Burdigaliano final/Langhiano inicial. Neste intervalo temporal, ocorreram duas oscilações (dois episódios transgressivos e um regressivo - T<sub>3</sub> e T<sub>4</sub>), que deram origem a importantes mudanças, com a submersão da Bacia do Sado e da costa Norte da Serra de Sintra (Antunes & Pais, 1993)

### **a – Aluviões e/ou aterros**

As aluviões (Holocénico) são constituídas por lodos com percentagem de matéria orgânica considerável, contendo fragmentos de conchas (Almeida, 1991 *in* Lopes, 2001).

Abrangem diversos depósitos de linhas de água de Lisboa, nomeadamente as de Benfica, Alcântara, Campo Grande, da Baixa, da Avenida Almirante Reis, entre outras (Pais *et al.*, 2006).

Os aterros são formados por depósitos de materiais argilosos, arenosos ou argiloarenosos, que podem conter vestígios de atividade antrópica. Encontram-se sempre presentes em zonas urbanizadas e podem conter materiais e espessuras variadas, devido à crescente população e a um passado mais catastrófico da cidade (*p.e.* sismos), que levou a que novos aterros fossem construídos sobre escombros.

Segundo Almeida (1991 *in* Silva, 2015), a espessura média da cobertura geral de aterros é de 3 m. Podendo, também, não atingir 2 m e, em casos mais raros como a interceção de entulhos de antigas explorações, estes podem ultrapassar 10 m de espessura.

## 4.2 Enquadramento hidrogeológico

A zona de Lisboa, inserida na Região Hidrográfica do Tejo (RH5), desenvolve-se sobre três grandes unidades morfo-estruturais (PGRH Tejo, 2011)

- Maciço Antigo;
- Orla Ocidental;
- Bacia terciária Tejo-Sado.

A RH5 abrange três unidades hidrogeológicas, que são coincidentes com as unidades morfo-estruturais anteriormente referidas.

Estas unidades hidrogeológicas foram delimitadas em 16 Massas de Água (MA) em que 13, por sua vez, foram identificados como sistemas aquíferos por Almeida *et al.* (2000; *in* PGRH Tejo, 2011)). As restantes que não foram identificadas como sistemas aquíferos, foram designadas como: “Maciço Antigo Indiferenciado da Bacia do Tejo”, “Orla Ocidental Indiferenciado da Bacia do Tejo”, e “Bacia do Tejo-Sado Indiferenciado da Bacia do Tejo”.

Nesta região predominam as MA dos seguintes tipos (PGRH Tejo, 2011):

- Cársico;
- Fissurado;
- Poroso.

O tipo predominante, na RH5, é o meio fissurado/poroso, ocupando cerca de 89% da área.

A área em estudo, está inserida na Orla Ocidental Indiferenciado da Bacia do Tejo. Esta área está dividida em cinco formações hidrogeológicas distintas: Sistema aluvionar; Sistema aquífero multicamada Miocénico; Sistema oligocénico; Sistema vulcânico de Lisboa; Sistema carbonatado Cretácico.

### 4.2.1 Sistema aluvionar

Este sistema está relacionado com as formações aluvionares associados aos depósitos do leito principal do Rio Tejo e todos os seus afluentes a leste. As aluviões são constituídas por lodos, com matéria orgânica, e por cascalheiras e areias que podem fornecer bons caudais.

Existem intrusões de água muito mineralizada, vindas do Rio Tejo, devido à conexão hidráulica existente no aquífero aluvionar (Silva, 2015; Ribeiro et al., 2017)

#### **4.2.2 Sistema aquífero multicamada Miocénico**

Este sistema é formado por diversas camadas confinadas, ou semiconfinadas, permeáveis. Verificam-se mudanças significativas nas condições hidrogeológicas, devido a diversas variações frequentes laterais e verticais. O que vai resultar num conjunto alternante de camadas produtivas com outras com propriedades de um aquífero e/ou aquífero.

Este sistema, de acordo com o comportamento hidrogeológico dessas formações, pode ser subdividido nos seguintes sub-sistemas (Silva, 2015):

(i) Sistema calco-arenítico Miocénico

Corresponde à unidade estratigráfica Calcários da Musgueira. Apresenta um comportamento de um aquífero com produtividade e permeabilidade média a alta.

(ii) Sistema das Argilas de Forno do Tijolo

Corresponde à unidade estratigráfica Argilas de Forno do Tijolo. Apresenta um comportamento de um aquífero, com uma permeabilidade reduzida.

(iii) Sistema Miocénico Inferior

Corresponde às unidades estratigráficas Calcários de Entrecampos e Areolas de Avenida da Estefânia. Apresenta um comportamento de um aquífero com produtividades e permeabilidades médias a altas.

(iv) Sistema das Argilas dos Prazeres

Corresponde à unidade estratigráfica Camada de Prazeres. Apresenta um comportamento de um aquífero, com permeabilidade baixa.

#### **4.2.3 Sistema Oligocénico**

Apesar de este sistema não estar representado na Figura 4.4, corresponde à unidade estratigráfica Formação de Benfica, também presente na área em estudo. Apresenta um comportamento de um aquífero, com produtividade e permeabilidade muito baixas. Pode, contudo, apresentar alguns níveis aquíferos (*ibid.*).

#### **4.2.4 Sistema vulcânico de Lisboa**

Este sistema corresponde à unidade CVL. Apresenta níveis freáticos baixos e permeabilidades baixas a médias. Numa captação efetuada na Freguesia de Santa Isabel, na ordem de 50 m, extraiu-se um volume de água de 8.1 m<sup>3</sup>/dia (Ribeiro *et al.* 2010 *in* Ribeiro *et al.*, 2017).

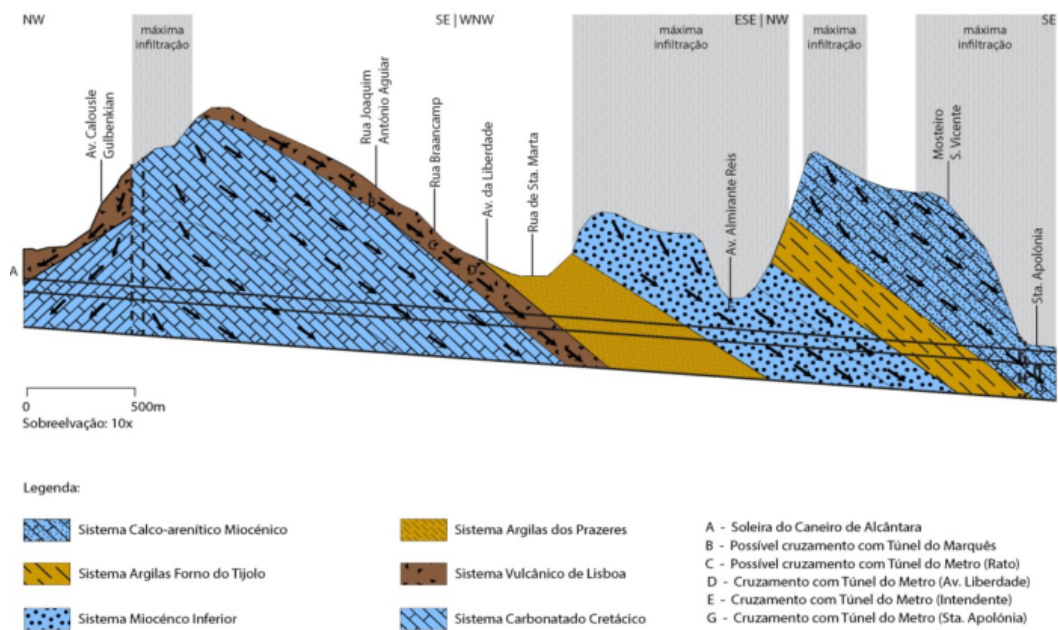
#### **4.2.5 Sistema carbonatado Cretácico**

Em Lisboa, este sistema corresponde às unidades estratigráficas Formação de Caneças e Formação de Bica. Neste sistema, os calcários do topo do Cenomaniano apresentam uma elevada carsificação, cobertos pelos basaltos do CVL, apresentando permeabilidades médias a altas (Pinto, 2003 *in* Ribeiro *et al.*, 2017). Uma captação de água subterrânea na Formação de Benfica, na freguesia de Alcântara, que capta o recurso a partir da Formação de Caneças, e de onde se extraiu um volume de água entre 11 e 13 m<sup>3</sup>/dia. Este caudal é de pequena intensidade, que permite a continuação dos trabalhos, pelo que, não deverá contemplar um risco (Ribeiro *et al.*, 2017).

A recarga dos aquíferos, ao longo do traçado do túnel, tem maior probabilidade de ocorrência nas seguintes formações hidrogeológicas, com permeabilidades mais elevadas (Figura 4.4):

- Sistema aluvionar;
- Sistema Multicamada calco-arenítico Miocénico;
- Sistema Multicamada Miocénico Inferior;
- Sistema carbonatado Cretácico.

Existirá ainda uma possível recarga subterrânea diferida pelo sistema vulcânico de Lisboa, principalmente nas zonas de menor espessura, na área envolvente da Estufa Fria (Ribeiro *et al.*, 2017).



**Figura 4.4 - Modelo conceptual de fluxo subterrâneo para o potencial traçado do túnel de Campolide – Santa Apolónia (Ribeiro *et al.*, 2017)**

Nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2, sintetizam a relação das formações geológicas com os principais sistemas hidrogeológicos da região, e subsistemas, e as características hidrogeológicas de cada subsistema (comportamento hidrogeológico do subsistema e permeabilidade).

**Tabela 4.1 - Resumo das características das principais formações hidrogeológicas do sistema multicamada Miocénico (adaptado de Ribeiro et al., 2017)**

<b>Formações</b>	<b>Sistema hidrogeológico</b>	<b>Subsistemas hidrogeológicos</b>	<b>Comportamento hidrogeológico do subsistema</b>	<b>Permeabilidade</b>
Calcários de Musgueira		Sistema Calco-Arenítico Miocénico	Aquífero livre a confinado	Média a alta
Areias com <i>Placuna miocenica</i>				
Calcários de Casal Vistoso				
Areias de Quinta do Bacalhau				
Argilas de Forno do Tijolo		Sistema Forno do Tijolo	Aquitardo	Baixa
Calcários de Entrecampos		Sistema Miocénico Inferior	Aquífero livre a confinado	Média a alta
Areolas da Avenida da Estefânia				
Camada dos Prazeres				

**Tabela 4.2 - Resumo das características das principais formações hidrogeológicas cretácicas e oligocénicas (adaptado de Ribeiro et al., 2017)**

<b>Formações</b>	<b>Sistema hidrogeológico</b>	<b>Subsistemas hidrogeológicos</b>	<b>Comportamento hidrogeológico do subsistema</b>	<b>Permeabilidade</b>
Complexo Vulcânico de Lisboa	Sistema Vulcânico de Lisboa		Aquitardo	Baixa a média
Formação de Bica	Sistema carbonatado Cretácico		Aquífero confinado a semiconfinado	Média a alta
Formação de Caneças				

### **4.3 Enquadramento geotécnico**

A caracterização geotécnica das formações do Cretácico e do Cenozoico foi compilada a partir da consulta de ensaios descritos por diversos autores e realizados nas zonas envolventes ao possível traçado do túnel, entre Campolide e Santa Apolónia, uma vez que não se dispõe de elementos específicos sobre este projeto.

Nas Formação de Caneças e Formação da Bica, recorreu-se a resultados de ensaios SPT, cuja norma para a realização do ensaio é a EN ISO 22476-3 (2006), e que integram o trabalho de Vasconcelos (2011).

No respeitante ao Complexo Vulcânico de Lisboa, foram consultados ensaios efetuados por Pereira (2018). Ensaios para a determinação da massa, peso volúmico e porosidade aberta, realizados segundo a norma BS EN 1936 (2007) e pelas recomendações da ISRM (1979b). Foram também consultados os ensaios à resistência à compressão uniaxial, que seguiram a norma ASRM D7012-07 (2007) e as recomendações da ISRM (1979a), e à resistência à tração indireta, que seguiram a norma ASTM D3967-08 (2008) e as recomendações da ISRM (1978c).

Para a caracterização geotécnica da Formação de Benfca, consultaram-se os ensaios edométricos, de consolidação e de expansão. Estes ensaios foram realizados segundo as normas ASTM D4596-96 e ASTM D2435 - 96, ambas para o ensaio de consolidação e a primeira para o de expansão. Foram também consultados ensaios triaxiais não drenados, convencionais e de fluência, realizados por Vieira (2006) em amostras desta formação.

Recorreu-se a informação relativas a ensaios de identificação e de corte direto efetuados por Lopes (2001). Para os primeiros, seguiram as seguintes normas: NP-84 (1965), para os solos, e as recomendações da ISRM (1979) em rochas na determinação do teor em água; ASTM D4253 e ASTM D254, para a determinação do peso volúmico aparente; NP-83 (1965) para o peso específico das partículas sólidas; e a NP-143 (1969) para os limites de consistência. Os ensaios de corte direto seguiram a norma do *British Standards Institution*, BS 1377: Part 7 (1990). Estes ensaios foram realizados em amostras das formações Camada de Prazeres, Areolas de Avenida da Estefânia, Argilas de Forno do Tijolo, Areias de Quinta do Bacalhau e Areias e Calcário de Casal Vistoso e Musgueira. Foram também utilizados resultados de ensaio SPT, segundo as recomendações da ISSMGE-T16 (1989) para os solos presentes na unidade Calcários de Entrecampos.

Em seguida, apresentam-se todos os ensaios mencionados e os seus resultados.

#### **4.3.1 Formação de Caneças e Formação de Bica**

Vasconcelos (2011), recorreu aos trabalhos de Almeida (1991), e de outros autores, para a obtenção de propriedades geotécnicas dos solos destas duas formações.

Foram obtidos, para a Formação de Caneças, valores de 20 kN/m<sup>3</sup>, 35 kPa e 30°, para a massa volúmica, coesão e ângulo de atrito, respetivamente, sendo que, para a Formação da Bica, foi obtida uma massa volúmica de 25 kN/m<sup>3</sup> e uma coesão 40 kPa e para o ângulo de atrito 45°.

#### **4.3.2 Complexo Vulcânico de Lisboa**

Do trabalho efetuado por Pereira (2018), foram apenas consideradas duas amostras BLVI, com W<sub>1-2</sub> com F<sub>3,4</sub> e BLVII, com W<sub>2</sub> com F<sub>4,5</sub> e W<sub>3</sub> com F<sub>4,5</sub>, por terem sido amostradas entre as estações S. Sebastião e Alameda da Linha Vermelha do Metro, próximas do traçado do túnel. De notar que não foram amostrados tufos vulcânicos, apenas a massa rochosa.

O resumo dos resultados da determinação da massa volúmica, peso volúmico e porosidade aberta, estão presentes na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 - Resumo dos resultados de massa volúmica, peso volúmico e porosidade aberta para as amostras de basalto do CVL (adaptado de Pereira, 2018)**

Amostra		BLVI	BLVII
Nº de medições		12	12
Massa volúmica (Mg/m <sup>3</sup> )	Máximo	2,89	2,83
	Mínimo	2,61	2,36
	Média	2,80	2,65
	Desvio padrão	0,08	0,15
Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	Máximo	28,37	27,75
	Mínimo	25,61	23,13
	Média	27,43	25,96
	Desvio padrão	0,79	1,52
Porosidade aberta (%)	Máximo	9,77	19,41
	Mínimo	2,20	3,91
	Média	4,26	10,13
	Desvio padrão	1,91	4,86

A partir do ensaio de resistência à compressão uniaxial, Pereira (2018) conclui que a rotura das rochas ocorre, por norma, em domínio plástico. A tensão de pico obtida, para BLVI, foi em média 58,4 MPa. Enquanto que para BLVII, esta tensão foi em média 29,8 MPa. Esta diferença de valores reflete a diferença de qualidade das amostras – pequenas fraturas e meteorização. A maioria destas amostras, apresentam comportamento semi-frágil, podendo-se distinguir uma tensão de cedência antes da rotura, devido aos planos de heterogeneidade existente.

**Tabela 4.4 - Resumo dos resultados dos módulos de Young e do coeficiente de Poisson estáticos (adaptado de Pereira 2018) (continuação)**

Amostra		BLVI	BLVII
Nº de medições		6	6
E <sub>médio</sub> (GPa)	Máximo	24,22	18,69
	Mínimo	12,91	4,37
	Média	19,87	9,66
	Desvio padrão	3,97	4,81
ν	Máximo	0,28	0,31
	Mínimo	0,22	0,26
	Média	0,25	0,28
	Desvio padrão	0,004	0,02

A partir das curvas tensão-extensão foi possível quantificar os módulos de *Young* tangente, secante e médio, para além do coeficiente de *Poisson* (*op. cit.*). Estes resultados estão presentes na Tabela 4.4.

A amostra BVLI apresenta valores médios, em todos os módulos, superiores ao de BVLI. Verificando que a rigidez decresce com o aumento de W e F.

Segundo Pereira (2018), os valores obtidos na tabela em cima estão dentro da gama dos estabelecidos por vários autores. Relewa a influência das fissuras fechadas e dos veios preenchidos, na resistência e comportamento do basalto, conferindo uma menor resistência e um comportamento semi-frágil.

### 4.3.3 Formação de Benfica

#### Ensaio de consolidação e expansão

Os ensaios de consolidação foram realizados num edómetro de alta pressão. Na Tabela 4.5, estão presentes alguns dados relativos a estes ensaios.

Tabela 4.5 - Ensaio de consolidação realizados no edómetro de alta pressão (Vieira, 2006)

Amostra	Prof. (m)	$G_s$	Antes do ensaio		Depois do ensaio	
			$e$	$\omega$ (%)	$e$	$\omega$ (%)
3690e10	5	2,80	0,518	17,56	0,402	14,79
3799e11	17	2,84	0,463	13,38	0,309	10,96
3866e15	22,5	2,74	0,531	18,60	0,406	15,56

Na Tabela 4.6, estão presentes os valores calculados por Vieira (2006) dos resultados dos ensaios edométricos.

Tabela 4.6 - Resumo dos resultados dos ensaios edométricos (Vieira, 2006)

Amostra	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_r$	Valores para o escalão de carga correspondente à tensão efetiva in situ			
						$C_\alpha$	$C_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	k (m/s)
3690e10	105	900	8,57	0,126	0,0116	0,006	6,044	$4,77 \times 10^{-05}$	$9,15 \times 10^{-11}$
3799e11	237	1400	5,90	0,209	0,022	0,016	1,67475	$7,90 \times 10^{-05}$	$4,20 \times 10^{-11}$
3866e15	277	920	3,32	0,187	0,024	0,001	3,385	$4,043 \times 10^{-05}$	$4,34 \times 10^{-11}$

Os valores obtidos para o OCR são indicativos de terrenos sobreconsolidados. Verifica-se também que estes solos apresentam características expansivas.

O procedimento para a realização dos ensaios de expansão, que seguiu a norma ASTM D 4546 – 96, abrangeu dois métodos - expansão livre (método A da norma) e expansão a volume constante (método C da norma). O resumo dos resultados pode ser encontrados na tabela seguinte (Tabela 4.7).

**Tabela 4.7 - Resumo dos resultados dos ensaios de expansão (Vieira, 2006)**

Amostra	Prof. (m)	Método	G <sub>s</sub>	Antes do ensaio		Depois do ensaio		$\sigma_s$ (kPa)
				e	$\omega$ (%)	e	$\omega$ (%)	
36009e1	5	A	2,80	0,466	13,38	0,452	15,60	188
3609e3	5	C	2,81	0,503	16,22	0,502	17,33	185
3799e12	17	A	2,84	0,501	15,98	0,501	18,22	400
3799e13	17	C	2,84	0,496	14,62	0,506	18,00	200
3866e16	21	A	2,75	0,572	17,52	0,575	21,30	56

Relativamente às amostras dos ensaios de consolidação, foram também estimadas pressões de expansão. Na Tabela 4.8, estão presentes os resultados deste ensaio.

**Tabela 4.8 - Resultados dos ensaios de expansão obtidos no âmbito dos ensaios de consolidação (Vieira, 2006)**

Amostra	$\sigma_s$ (kPa)
3609e10	50
3799e11	180
3866e15	200

Tendo em conta os valores da tabela acima e os obtidos pelos métodos A e C, obteve-se um valor médio da tensão de expansão de 186 kPa.

As argilas desta formação foram caracterizadas a partir de um conjunto de ensaios triaxial não drenados convencionais. Foi efetuada uma consolidação isotrópica, tendo a grandeza das tensões de consolidação sido estimada a partir dos valores de OCR obtidos anteriormente. A seleção da velocidade de deformação axial teve como referência os valores utilizados para materiais de granulometria fina do *Imperial College*.

Segundo Vieira (2006), as amostras ensaiadas romperam segundo duas superfícies bem definidas, 30-32° com a horizontal (primeira série) e por superfícies subverticais com inclinações superiores a 60° (segunda série). Estas variações de direções são indicadoras das diferenças existentes dos materiais constituintes desta formação, em termos de resistências e deformabilidade.

Na Tabela 4.9 estão presentes o resumo dos resultados dos ensaios.

**Tabela 4.9 - Resumo de resultados dos ensaios triaxiais não drenados convencionais (Vieira, 2006)**

Amostra	$\sigma'_c$ (kPa)	$t_{max}$ (kPa)	E (MPa) (0,01 %)	E (MPa) (0,1%)	$\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{ma}$	$\varepsilon_{af}$ (%)	$c_u$ (kPa)	$c_u/\sigma'_c$
3623ta	234	177	223	45	3,6	1,51	145	0,62
3626tb	376	312	286	41	5,5	4,42	281	0,75
3859tla	610	349	284	52	3,3	2,85	331	0,54
3626tc	164	114	283 (389)	54 (69)	3,0	3,08	104	0,63
3868tb	434	830	1155	245	8,9	2,1	794	1,83
3868tc	578	738	724	197	9,0	1,71	685	1,18

$$t_{max} = (\sigma_y - \sigma_x)_{max} / 2; \text{ valores obtidos com medições internas de deformação}$$

Na primeira série, a resistência ao corte aumenta com a tensão efetiva média. É possível definir uma envolvente de rotura, constituída, em termos de tensões efetivas, por uma coesão de 43 kPa e um ângulo de atrito de 26°. No que se refere à segunda série, o número de amostras ensaiadas não foi o suficiente para determinar os parâmetros referidos na primeira série.

No decorrer do ensaio, houve a obtenção de valores de permeabilidade entre  $1 \times 10^{-12}$  a  $1,02 \times 10^{-10}$  m/s.

Este autor obteve um valor médio de deformação axial de 2,6 % e valores médios de 270 MPa e 50 MPa, para níveis de deformação axial de, respetivamente, 0,01 % e 0,1 %.

Relativamente aos ensaios triaxiais não drenados de fluência, estes têm como objetivo avaliar a influência da tensão distorcional na evolução das deformações, com o decorrer do tempo. Vieira (2006) realizou duas séries de ensaios em amostras consolidadas isotropicamente a distintos níveis de tensão. Seguindo trajetórias de corte puro e compressão. Havendo paragens, durante o decorrer deste, mantendo constante o nível de tensão distorcional, até ser atingida a rotura por fluência.

**Tabela 4.10 - Resumo de resultados dos ensaios triaxiais não drenados de fluência (Vieira, 2006)**

Amostra	$\sigma'_c$ (kPa)	$t_{max}$ (kPa)	$E_{ini}$ (MPa)	$E_{fin}$ (MPa)	$\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{max}$	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\varepsilon_{af}$ (%) /min	$c_u$ (kPa)	$c_u$ / $\sigma'_c$
3623td	427	325	680	624	4,03	2,17	$6,17 \times 10^{-4}$	273	0,64
3857ta	198	215	217	319	4,7	3,46	$1,31 \times 10^{-4}$	152	0,77
3857tb	372	325	952	1331	5,3	2,04	$4,87 \times 10^{-4}$	297	0,80
3857tc	592	500	2717	2982	4,2	3,63	$7,88 \times 10^{-4}$	497	0,81
3859tlb	163	198	190	374	2,1	4,52(5,22)	-	99	0,61

Segundo este autor, no decorrer do ensaio, foi possível verificar que, para níveis mais reduzidos de tensão de corte, o terreno exibe um comportamento de relaxação. Sendo que, com o aumento desta tensão, constata-se um progressivo adensamento até se dar a rotura por fluência. Após esta rotura, o terreno demonstra uma resposta muito rígida, próxima da rigidez elástica.

Relativamente à resistência de corte, como não foram observadas diferenças significativas entre os ensaios de fluência e os realizados a uma taxa de deformação constante, Vieira (2006) concluiu que o comportamento do terreno é controlado pelo nível de tensão, não pelo de deformação. Foi possível obterem-se parâmetros de resistência do modelo de Mohr-Coulomb – ângulo de atrito de 28,2° e uma coesão de 21,5 kPa.

#### 4.3.4 Camada dos Prazeres

A partir da Classificação Unificada e da Classificação para Fins Rodoviários (Figura 4.5), é possível constatar a elevada predominância de solos finos nesta formação. Nomeadamente, pela primeira classificação mencionada, verifica-se a preponderância dos solos CL - argilas magras, em 82% dos casos. Sendo que restantes materiais não apresentam uma expressão significativa. A outra classificação apresenta um grupo preponderante A-6, solo argiloso plástico, com 57% e dois grupos intermédios, um com materiais de limite índice de plasticidade elevado bem como um limite de liquidez muito elevado, os solos mais plásticos e expansivos do grupo A-7-6 (23%), e outro os solos siltosos, não plásticos ou moderadamente plásticos, do grupo A-4 (14 %).

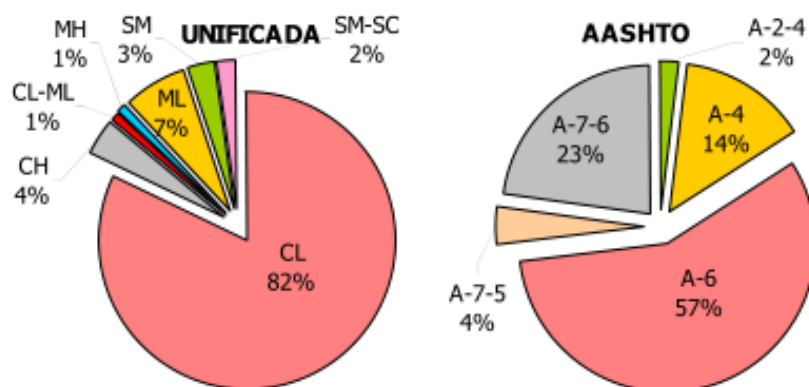


Figura 4.5 - Classificação Unificada e para Fins Rodoviários (AASHTO) das amostras da Camada de Prazeres (Lopes, 2001)

As Tabela 4.11 e Tabela 4.12 mostram os resultados obtidos por Lopes (2001) nos ensaios realizados na Camada dos Prazeres.

Tabela 4.11 - Valores estatísticos relativos aos resultados de ensaios laboratoriais de solos da Camada dos Prazeres (adaptado de Lopes 2001)

	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão	Nº de amostras
$\omega$ (%)	33,0	3,0	18,0	5,7	96
% CO <sub>3</sub>	43,0	0,1	2,7	6,7	56
% Matéria orgânica	12,7	1,1	4,4	3,7	8
$\Upsilon$ (kN/m <sup>3</sup> )	23,1	16,7	20,4	1,2	73
$\Upsilon_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,1	12,8	17,4	1,6	80
$\Upsilon_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,9	23,9	25,9	0,7	15

**Tabela 4.12 - Valores estatísticos relativos à plasticidade e índices de consistência dos solos da Camada dos Prazeres (adaptado de Lopes, 2001)**

	<b>Máximo</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>Nº de amostras</b>
$\omega_L$	60	20	35	8,6	106
$\omega_P$	33	13	19	4,3	106
$I_P$	31	4	16	5,3	106
$\omega_R$	7	2	5	1,2	12

Os teores em carbonatos apresentam um valor médio de 2,7%, com um intervalo de 0,1 a 43,0%. No entanto, os valores apresentados por Almeida (1991 *in op. cit.*) são relativamente mais elevados. O valor médio obtido foi de 38,8%, tendo um amplo intervalo de 1 a 90%, que permite caracterizar estes solos como margosos. O que é indicativo que as amostras ensaiadas por Lopes (*op. cit.*) correspondem a uma componente menos margosa da formação.

Os valores para o índice de vazios foram estimados a partir dos valores do peso específico das partículas sólidas e do seco. Foi obtido um valor médio de 0,49 (n=33%), variando entre 0,17 (n=15%) e 1,02 (n=51%).

Relativamente ao índice de compressibilidade, os valores calculados variam entre 0,06 e 2,43. Estes permitem classificar as amostras como sendo, maioritariamente, argilas rijas (97%), tendo uma fração menor de argilas moles e muito moles (1 e 2%, respetivamente). Relativamente ao índice de liquidez, os valores rondam 0 a 0,94, com 48% dos solos apresentando comportamento moldável e, a restante percentagem, comportamento não plástico.

A partir dos ensaios de corte direto foi possível obter os valores para a coesão e ângulo de atrito interno respetivamente de 58,9 kPa e 17°. No entanto, Lopes (2001), nos ensaios que realizou obteve valores para estes parâmetros algo distintos. Para a coesão, um valor médio de 41,6 kPa com um intervalo entre 10 e 64 kPa, e um ângulo de atrito interno médio de 32°, com uma variação entre 24 e 46°.

Nos ensaios de resistência à compressão uniaxial em solos silto-argilosos registaram-se valores a variar entre 7 e 3728 kPa, com valor médio de 1128 kPa.

Relativamente aos ensaios triaxiais, esta autora obteve valores entre 13,7 e 48,6 kPa, com valor médio de 31,3 kPa para a coesão, e 16° para o ângulo de atrito, tendo um pequeno intervalo de 12 a 20°.

### 4.3.5 Areolas da Avenida da Estefânia

Lopes (2001), utilizando a Classificação Unificada e a Classificação para Fins Rodoviários, classificou as amostras de solo desta formação. Na Figura 4.6 é possível visualizar os resultados destas classificações.

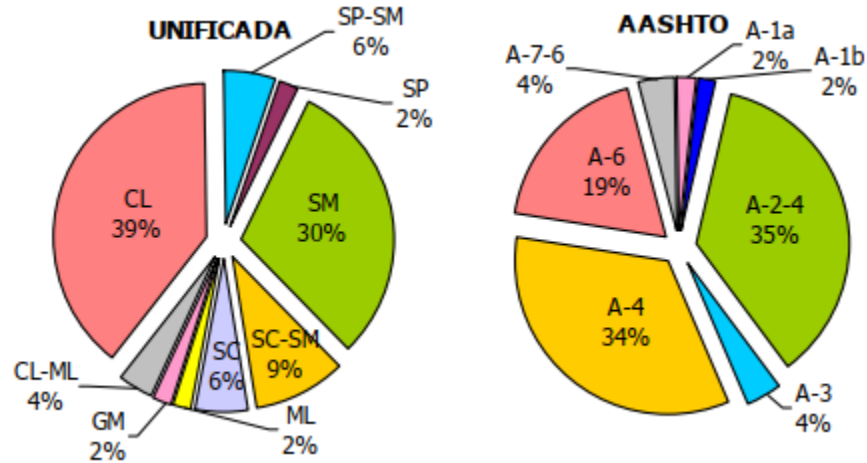


Figura 4.6 - Classificação Unificada e para Fins Rodoviários dos solos das Areolas da Avenida Estefânia obtidos por Lopes (2001)

A partir da classificação unificada identifica a predominância (39%) de solos CL, argilas margas, e de 30% de solos SM, areias siltosas. Enquanto que na classificação para fins rodoviários se identifica uma predominância de solos siltosos do grupo A-2-4, não plásticos, e do grupo A-4, moderadamente plásticos, respetivamente com 35% e 34%, e com mais finos do grupo A-6, em 19% das amostras ensaiadas.

Na Tabela 4.13 apresentam-se os valores estatísticos de alguns resultados dos ensaios laboratoriais realizados por aquela autora.

Tabela 4.13 - Valores estatísticos de alguns ensaios laboratoriais de solos das Areolas da Estefânia (adaptado de Lopes, 2001)

	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão	Nº de amostras
$\omega$ (%)	25,2	2	15,9	6,4	40
% CO <sub>3</sub>	55,4	0,1	18,8	20,7	20
$\Upsilon$ (kN/m <sup>3</sup> )	23,2	13,6	20	1,7	31
$\Upsilon_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,7	10,9	17,4	2,2	33
$\Upsilon_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,3	25,8	26,1	0,2	7

**Tabela 4.14 - Valores estatísticos relativos à plasticidade e índices de consistência dos solos das Areolas da Avenida da Estefânia (adaptado de Lopes, 2001)**

	<b>Máximo</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>Nº de amostras</b>
<b><math>\omega_L</math></b>	44	17	29	5,8	35
<b><math>\omega_P</math></b>	23	15	19	2	35
<b><math>I_P</math></b>	22	2	10	4,7	35
<b><math>\omega_R</math></b>	5	1	2	1,2	6

Os valores obtidos para o teor em carbonatos são em média de 42% para as rochas, enquanto que para os solos é de apenas 3,3%.

A partir dos valores mínimos, médios e máximos dos pesos volúnicos seco e das partículas sólidas, aquela autora obteve um intervalo, algo extenso, para os valores do índice de vazios ( $e$ ) variando entre 1,39 ( $n = 58\%$ ) e 0,15 ( $n = 13\%$ ), tendo como valor médio 0,5 ( $n = 33\%$ ). Este intervalo corresponde a amostras de natureza silto-argilosa.

Relativamente aos resultados dos limites de consistência, a autora indica que estes solos apresentam um comportamento de argilas de plasticidade baixa. Apesar de alguns valores corresponderem a amostras arenosas com finos plásticos, maior parte dos solos arenosos e siltosos não possuem plasticidade. A partir dos valores de atividade de Skempton, estes solos classificam-se como inativos e de atividade normal (Antunes, 1991 *in op. cit.*). Estes materiais foram classificados como argilas rijas, apresentando um intervalo de valores para o índice de consistência entre 0,85 e 2,4 e valores para o índice de liquidez inferiores a 0,15, que correspondem a um comportamento não plástico.

Para os resultados dos ensaios de corte direto, foi obtido um valor de coesão de 25 kPa e 32° para o ângulo de atrito.

A resistência à compressão uniaxial obteve um intervalo largo de valores, o valor mais elevado de 8927 kPa, para um arenito calcário, e o valor mais reduzido 144 kPa, para areias silto-argilosas.

Adicionalmente, Almeida (1991 *in op. cit.*) realizou ensaios triaxiais não drenados em solos desta unidade que indicaram valores de coesão a variar entre 0 e 127 kPa (valor médio de 82 kPa) e valores de ângulo de atrito entre 22 e 52° (valor médio de 38°).

#### 4.3.6 Calcários de Entrecampos (“Banco Real”)

Para esta unidade identificaram-se apenas ensaios SPT, não se encontrando registos de ensaios laboratoriais em bibliografia, provavelmente devido à sua difícil amostragem em Lisboa.

Os ensaios SPT foram realizados em solos incoerentes (≈59%), solos coesivos (≈23%) e rochas (18%) e os respetivos valores integram Tabela 4.15.

**Tabela 4.15 - Valores estatísticos de N, N<sub>60</sub> e (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> em camadas dos Calcários de Entrecampos (Lopes, 2001)**

Valores SPT		Máximo	Mínimo	Mediana	P <sub>25%</sub>	P <sub>75%</sub>	n
N	Total	>60	10	>60	60	>60	136
	Solos incoerentes	>60	10	>60	>60	>60	80
	Solos coesivos	>60	15	>60	44	>60	31
	Rochas	>60	17	>60	>60	>60	25
N <sub>60</sub>	Total	>60	6	>60	40	>60	136
	Solos incoerentes	>60	6	>60	44	>60	80
	Solos coesivos	>60	8	56	24	>60	31
	Rochas	>60	16	>60	>60	>60	25
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Solos incoerentes	>60	10	>60	31	>60	80

Verifica-se que a maioria dos ensaios tiveram, como resultado, valores de nega (“>60” pancadas), independentemente do tipo de material presente. De facto trata-se de uma das unidades mais carbonatadas do miocénico de Lisboa.

Segundo a autora, a maior parte dos valores inferiores a 60 pancadas situa-se até aos 10 m de profundidade, correspondendo a solos mais descomprimidos.

Tendo em conta a Tabela 4.16, e os valores das pancadas corrigidos, verifica-se que estes solos são medianamente compactos a muito compactos, devendo ter valores de ângulo de atrito entre 30 e 41°. No que toca aos solos coesivos, correspondem maioritariamente a argilas rijas.

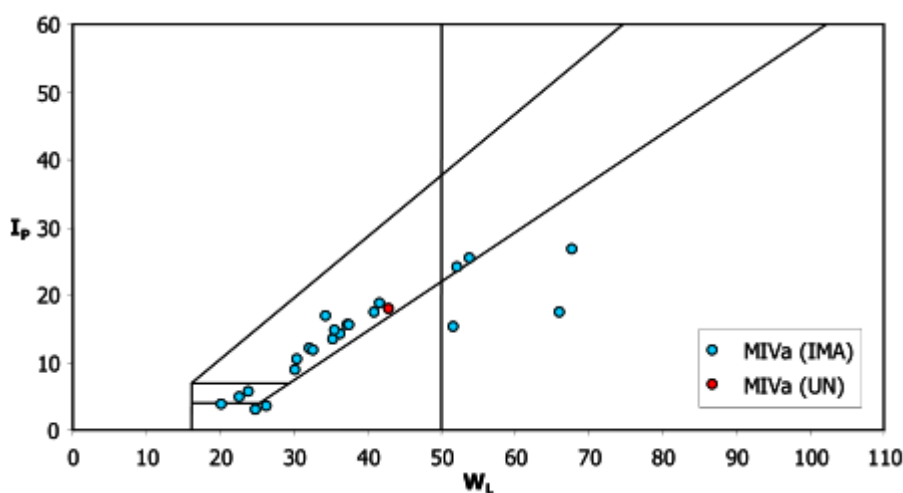
**Tabela 4.16 - Relação entre o número de pancadas SPT, a respetiva compactidade e ângulo de atrito interno (adaptado de Terzaghi & Peck, 1948 in Vasconcelos, 2011)**

Nº pancadas SPT	Compactidade	$\phi$ (°)
0 - 4	Muito solto	28
4 - 10	Solto	28 – 30
10 - 30	Mediamente compacto	30 – 36
30 - 50	Compacto	36 – 41
> 50	Muito compacto	> 41

### 4.3.7 Argilas do Forno do Tijolo

Para esta unidade verificam-se valores para o peso volúmico destes solos entre 19,4 e 21,5 kN/m<sup>3</sup>, com valor médio de 20,3 kN/m<sup>3</sup>. Um intervalo entre 15,9 e 18,1 kN/m<sup>3</sup>, com valor médio de 16,6 kN/m<sup>3</sup>, para o peso específico das partículas sólidas. No que toca ao peso volúmico seco foi obtido um valor médio de 26,7 kN/m<sup>3</sup>, com um intervalo entre 26,0 e 27,4 kN/m<sup>3</sup>; para estes solos obteve-se um índice de vazios médio de 0,61 (n=38%) (Lopes, 2001).

Na Figura 4.7 identificam-se os diversos tipos de comportamento, desde argilas e siltes de baixa a média plasticidade a siltes orgânicos com plasticidade elevada.



**Figura 4.7 - Projecção dos dados de plasticidade no gráfico de Casagrande para 22 amostras de Almeida (1991) e uma de Nascimento (1954) da unidade Argilas de Forno de Tijolo (Lopes, 2001)**

Estes solos foram classificados como inativos com base no índice de atividade de Skempton - valores entre 0,3 e 0,47.

Foram obtidos valores para a coesão, ângulo de atrito e resistência à compressão simples de 34 kPa, 41° e 226 kPa, respectivamente. Estes valores resultaram de ensaios de corte direto e à resistência à compressão uniaxial realizados por Nascimento (1954 *in* Lopes, *op. cit.*)

#### 4.3.8 Areias da Quinta do Bacalhau

A aplicação da Classificação Unificada e da Classificação para Fins Rodoviários - na Figura 4.8, permite verificar que os solos são, na sua maioria, areia e siltes sem plasticidade.

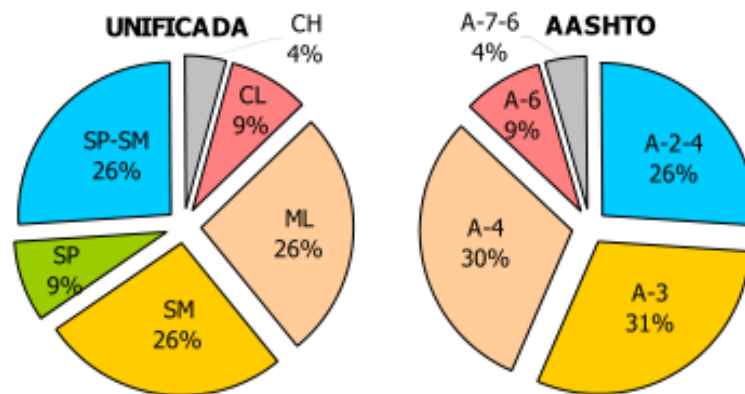


Figura 4.8 - Classificação Unificada e para Fins Rodoviários dos solos das Areias da Quinta do Bacalhau (Lopes, 2001)

Os teores em água são crescentes, para solos de granulometria mais fina. Para os materiais siltosos, este parâmetro tem como valor médio 11,4%. Realça-se que nos siltes arenosos não plásticos, o teor em água pode ter valores na ordem de 6,1%, enquanto que em siltes plásticos, de 18,3%. Para o caso das areias, é de 2,3% e para as rochas de 0,8% (Lopes, 2001).

Tabela 4.17 - Pesos volúmicos, índice de vazios, porosidade e ângulo de atrito interno para solos arenosos das areias da Quinta do Bacalhau (Lopes, 2001)

Amostra	$\gamma_d$	$\gamma_d$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	$\phi$ (°)
	Máximo	Mínimo	Média		
	(kN/m <sup>3</sup> )				
AM 1	14,0	11,5	12,8	24,5	35
AM 12	14,7	12,4	13,5	25,0	33
AM 14	14,5	12,5	13,5	25,1	32
AM 21	14,6	12,1	13,4	25,4	35
AM 24	14,9	12,9	13,9	25,0	34
AM 35	14,3	12,3	13,3	25,6	34

Para as litologias siltsosas obteve-se um valor médio de peso volúmico das partículas de 18,8 kN/m<sup>3</sup>. No caso das areias, obteve-se um valor médio de 13,4 kN/m<sup>3</sup> (Tabela 4.17). Para os nódulos coesos, que apresentam uma maior quantidade de materiais finos, 15,2 kN/m<sup>3</sup>. Para as rochas, este valor médio é de 23,0 kN/m<sup>3</sup>.

Para o peso específico das partículas secas, os materiais siltsosos apresentam um valor médio de 25,8 kN/m<sup>3</sup>. Nas areias e areias siltsosas o valor médio é de 25,1 kN/m<sup>3</sup>. No caso das rochas, este valor chega a 26,2 kN/m<sup>3</sup>.

Os materiais siltsosos apresentam, para o índice de vazios, um valor médio de 0,38 (n=28%). As areias possuem um valor médio de 0,78 (n=47%). Enquanto que o intervalo deste parâmetro nos nódulos, das amostras arenosas, entre 0,72 (n=42%) e 0,55 (n=35%). Para as rochas, foi obtido 0,14 (n=12%).

Para as amostras arenosas foram obtidos valores de ângulo de atrito de 32 e 35°, para uma coesão nula (*op. cit.*).

**Tabela 4.18 - Resultados de ensaios de corte direto em solos das Areias da Quinta do Bacalhau (Lopes, 2001)**

Amostra	Ensaio de corte		
	Classificação Unificada	Tipo	c (kPa)
Areia argilosa	UU	68,7	23
Areia siltosa	UU	106,0	25
Argila arenosa	UU	0	45
Argila siltosa	UU	89,3	22
Areia muito fina	UU	6,4	28
Areia fina	UU	11,8	30

Segundo Lopes (2001), apenas duas amostras exibem comportamento plástico, apresentando plasticidade baixa. Embora a percentagem em argila seja baixa, elas são consideradas argilas muito ativas. De acordo ainda com o índice de consistência e o índice de liquidez, estes solos são classificados como argilas rijas não plásticas.

No resultado do ensaio de corte (Tabela 4.18), verifica-se valores de coesão superiores nas amostras com componente siltosa e/ou argilosa e valores de ângulo atrito mais elevados para as amostras arenosas. No entanto, existe uma amostra, argila arenosa, que

apresenta valores bastante invulgares, de coesão nula e um ângulo de atrito bastante elevado.

#### 4.3.9 Areias e Calcários de Casal Vistoso e de Musgueira

Os solos desta unidade são classificados como areias, areias siltosas, siltes arenosas e siltes. Enquanto que as rochas são predominantemente arenitos calcários e calcários arenosos, com uma pequena fração de calcário e calcário argiloso (Figura 4.9).

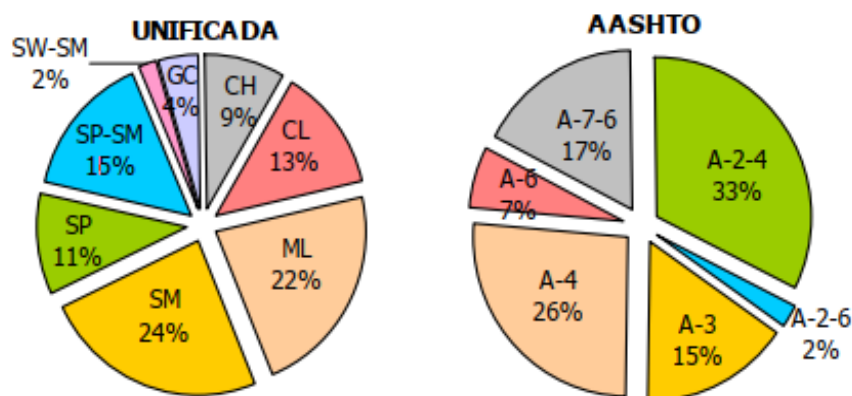


Figura 4.9 - Classificação Unificada e para Fins Rodoviários dos solos das Areias e Calcários de Casal Vistoso e Musgueira (Lopes, 2001)

Nas tabelas seguintes, encontram-se valores para os parâmetros obtidos dos ensaios laboratoriais para solos com caráter silto-argiloso (Tabela 4.19) e para areias (Tabela 4.20).

Tabela 4.19 - Valores estatísticos relativos a alguns resultados de ensaios laboratoriais para amostras com caráter silto-argiloso das Areias e Calcário de Casal Vistoso e Musgueira (adaptado de Lopes, 2001)

	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão	Nº de amostras
$\omega$ (%)	29,5	7,7	19,0	9,1	8
$\Upsilon$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,0	14,0	17,8	1,6	8
$\Upsilon_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	13,0	15,0	1,4	8
$\omega_L$	40	37	38,7	1,5	3
$\omega_P$	22	18	20,7	2,3	3
$I_P$	22	15	18	3,6	3

**Tabela 4.20 - Pesos específicos, índice de vazios, porosidade e ângulo de atrito interno para as areias da unidade Areias e Calcário de Casal Vistoso e Musgueira (adaptado de Lopes, 2001)**

Amostra	$\gamma_d$	$\gamma_d$	$\gamma_d$	$G_s$	$\phi$ (°)
	Máximo	Mínimo	Média		
	(kN/m <sup>3</sup> )				
AM 10	14,2	12,3	13,2	25,1	36
AM 43	14,7	12,5	13,6	25,5	35
AM 46	14,6	11,7	13,2	25,3	35
AM 49	14,4	13,0	13,7	25,5	35
AM 56	14,8	12,7	13,7	26,0	35

O teor em água natural em materiais siltsos foi obtido um valor médio de 16,5%, variando entre 2,4% e 29%. No que toca às areias e areias siltsos, foram obtidos valores médios de 12,6% e 10,9%, variando entre 3,5% e 27,3%, e 0,8% e 20%, respetivamente.

Com base nos valores acima mencionados, Lopes (2001) calculou os valores dos índices de consistência e liquidez, obtendo valores superiores a 0,91, para o primeiro, e valores inferiores a 0,08, para o segundo. Trata-se, portanto, de solos rijos e maioritariamente não plásticos.

O peso volúmico seco das amostras siltsos apresenta um valor médio de 18,2 kN/m<sup>3</sup>, variando entre 15,6 e 21,2 kN/m<sup>3</sup>. Relativamente às rochas, estas apresentam valores diferentes para este parâmetro, em função do método de ensaio - método da parafina ou do mercúrio. Para o método do mercúrio, o valor médio é de 21,2 kN/m<sup>3</sup>, intervalado entre 18,5 e 24,4 kN/m<sup>3</sup>. Quanto ao método da parafina, os valores variam entre 18,5 e 24,7 kN/m<sup>3</sup>, com um valor médio de 21,2 kN/m<sup>3</sup>.

As areias e areias siltsos desta formação apresentam um valor médio, para o peso específico das partículas sólidas, respetivamente de, 25,6 kN/ e 25,5 kN/m<sup>3</sup>. Relativamente aos materiais siltsos e as rochas, estes apresentam valores de 25,8 kN/m<sup>3</sup> e 26,2 kN/m<sup>3</sup>, para este parâmetro.

O índice de vazios obtido nas amostras siltsos foi, em média, 0,42 (n = 29%), variando entre 0,29 (n = 22%) e 0,47 (n=32%). Para areias, o valor médio é de 0,9 (n = 47%), variando entre 0,73 (n = 42%) e 1,16 (n = 54%). São muito baixos, podendo corresponder à compactidade máxima. Para as rochas, obteve-se um intervalo entre 0,09 (n = 22%) e 0,47 (n = 32%), com um valor médio de 0,42 (n = 29%). O valor mínimo deste intervalo, segundo Lopes (2001), corresponde a um calcário argilosos, enquanto que, o mais elevado, a um arenito calcário.

Por último, o ângulo de atrito interno para as areias é de 35° e 36°.

Na Tabela 4.21 sintetizam-se os resultados dos ensaios de corte direto realizados em amostras com componente siltosa e argilosa.

**Tabela 4.21 – Resultados de ensaios de corte recolhidos em relatórios de amostras das Areias e Calcário de Casal Vistoso e Musgueira (Lopes, 2001)**

<b>Amostra</b>	<b>Ensaio de corte</b>			
<b>Classificação Unificada</b>	<b>Tipo</b>	<b>Velocidade (mm / min)</b>	<b>c (kPa)</b>	<b>φ (°)</b>
GC	CU	1,22	30	36
GC	UU	1,22	54	29
SM	UU	1,22	3	35
ML	CU	1,22	2	35
ML	CU	1,22	1	44
ML	CU	1,22	23	35
ML	CU	1,22	0	51
CL	CU	1,22	8	49

A partir dos resultados apresentados na tabela acima, é possível constatar uma variação elevada nos valores da coesão, variando entre 0 kPa (argilas de baixa compressibilidade) e 54 kPa (nódulos argilosos). Para o ângulo de atrito, o intervalo é menor, oscilando entre 29 e 51°.

Na Tabela 4.22 e na Tabela 4.23 resumem-se os valores obtidos nos ensaios de caracterização geotécnicas das unidades litostratigráficas presentes na área em estudo.

Tabela 4.22 – Resumos dos valores obtidos dos ensaios de caracterização geotécnica

	Formação de Caneças	Formação de Bica	Complexo Vulcânico de Lisboa		Formação de Benfica				Camada de Prazeres
					Ensaio de consolidação	Ensaio de expansão	Ensaio triaxial	Ensaio triaxial de fluência	
			BLVI	BLVII					
$\omega$ (%)	-	-	-	-	17,77	18,09	-	-	18
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	27,43	25,96	-	-	-	-	20,4
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-	-	-	-	-	17,4
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-	-	-	-	-	15,9
$e$	-	-	-	-	0,372	0,507	0,601	0,550	0,49
$I_p$	-	-	-	-	-	-	-	-	Baixa a média plasticidade
$I_c$	-	-	-	-	-	-	-	-	Rijo*
$c$ (kPa)	35	40	-	-	43	28,2	-	-	41,6
$c_u$ (kPa)	-	-	-	-	-	-	390	264	-
$\phi$ (°)	30	45	-	-	-	-	-	-	32
$\sigma_s$ (kPa)	-	-	-	-	-	186	-	-	-
OCR	-	-	-	-	Terrenos sobreconsolidados	-	-	-	-
$\sigma'_c$ (kPa)	-	-	-	-	-	-	399	350	-
Tensão de pico (MPa)	-	-	58,36	29,75	-	-	-	-	-
$E_{\text{médio}}$ (GPa)	-	-	19,87	9,66	-	-	-	-	-
$\nu$	-	-	0,25	0,28	-	-	-	-	-

Tabela 4.23 - Resumos dos valores obtidos dos ensaios de caracterização geotécnica (continuação)

	Areolas de Avenida da Estefânia	Calcários de Entrecampos	Argilas de Forno do Tijolo	Areias da Quinta do Bacalhau			Areias e Calcário de Casal Vistoso e de Musgueira			
				Materiais siltosos	Areias	Rochas	Materiais siltosos	Areias siltosas	Areias	Rochas
$\omega$ (%)	15,9	-	-	11,4	2,3	0,9	16,5	10,9	12,6	-
$\Upsilon$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	-	20,3	18,8	13,4	23	-	-	-	-
$\Upsilon_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,4	-	-	-	-	-	18,2	13,5	13,5	21,2
$\Upsilon_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,1	-	26,7	25,8	25,1	26,2	25,8	25,5	25,6	26,2
$e$	0,5	-	0,61	0,38	0,78	0,14	0,42	-	0,9	0,42
$I_p$	Não plásticos	-	Baixa a média plasticidade**	Não plásticos			Não plásticos			
$I_c$	Médios a rijos	Rijos	-	Rijos			Rijos			
$c$ (kPa)	25	-	34	98	0	-	7	3	0	42
$\phi$ (°)	32	36	41	24	34	-	49	35	35	33

\* Existe uma pequena fração de solos moles e muito moles;

\*\* Existe uma fração de siltes com plasticidade elevada.

#### 4.4 Enquadramento tectónico

A cidade de Lisboa assenta sobre terrenos relativamente recentes (entre 7 e 100 M.a.). Do ponto de vista tectónico, ocorreram três episódios de grande importância para a região.

A atual configuração do Oceano Atlântico foi precedida de vários episódios de rifting, onde teve lugar o primeiro episódio tectónico, dos quais teve a origem da Orla Mesocenoica e que se relacionam com a atividade ígnea que ocorreu. Esta atividade regista três ciclos magmáticos distintos e é o terceiro ciclo que marca presença na área de Lisboa, com idade compreendida entre 72-94 M.a (Cretácico Superior), representado pelo CVL (Kullberg *et al.*, 2013).

Após a instalação do CVL, ocorreu a deposição dos sedimentos detríticos fluviais da Formação de Benfica, durante o Eocénico e Oligocénico. Foi nesta altura que se registou o segundo

episódio de deformação, a mais importante nas formações do substrato presente na área de Lisboa. Estas deformações resultaram de um campo de tensões imposto pela colisão das placas litostратográficas Eurásia e África, afetando o CVL e as formações mais antigas. As variações de espessura da Formação de Benfica e as discordâncias angulares intra-formacionais, comprovam a deformação tectónica sin-sedimentar (Pais *et al.*, 2006)

Devido à ausência de formações do Messiniano e do Pliocénico e do Quaternário haver apenas as aluviões, o terceiro episódio localizar-se-á, temporalmente, entre o pós-Tortoniano e o ante-Pliocénico. A discordância angular presente entre o Miocénico e o Cretácico, é representativa de um relevo anterior ao Miocénico, de origem tectónica compressiva. As inclinações suaves (4-5°) das camadas do Miocénico são um exemplo da quase inexistência de exemplos de deformação tectónica mesoscópica (Ribeiro *et al.*, 2017).

#### 4.4.1 Deformação dúctil

As unidades do Miocénico apresentam uma estrutura em monoclinal, a pender para E/SE. Existe, também, uma direção estrutural de deformação dúctil, E-W, que afeta todas as formações ante-pliocénicas, no setor W até ao meridiano de Campolide – Almada. A Norte de Monsanto, os materiais do Complexo de Benfica formam suaves anticlinais e sinclinais, que se prolonga para Norte da estrutura anticlinal de Monsanto (Lopes, 2001; Pais *et al.*, 2006)

#### 4.4.2 Deformação frágil

Na área de Lisboa ocorrem diversas falhas que afetam as formações do mesozoico. Correspondem a estruturas com diferentes orientações. De notar a orientação NE-SW, que afeta a zona de Campolide onde o túnel tem início. Na Figura 4.10 pode-se ver as falhas que afetam o substrato geológico de Lisboa.

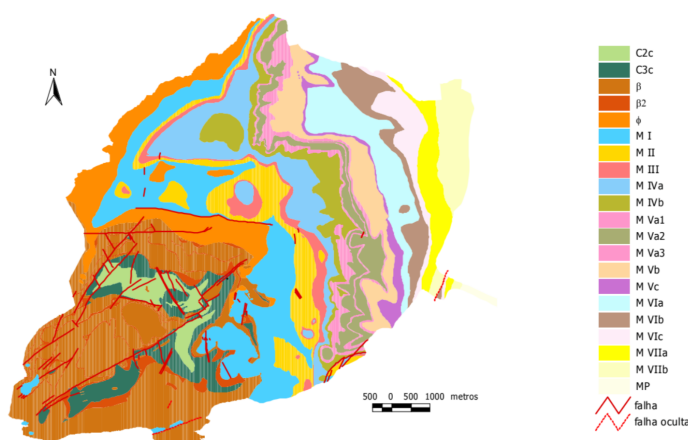


Figura 4.10 - Mapa do substrato geológico de Lisboa (Lopes, 2001)

As falhas com direção NE-SW correspondem a uma das principais direções de fraturação que afetam a área de Lisboa, cortando exclusivamente as formações mesozoicas, excetuando uma pequena mancha da Formação de Benfica, a NE de Campolide.

Na zona da colina do Castelo de São Jorge, o Grupo das Alcaçarias, um conjunto de nascentes de água quente, e o Chafariz de El-Rei, estão alinhados no contacto entre duas unidades do miocénico, Calcários de Entrecampos e Areolas de Avenida da Estefânia, entre duas falhas de direção aproximada NE-SW. O Grupo das Alcaçarias encontra-se enquadrado estruturalmente por cinco falhas com a essa direção (Choffat, 1895-1898 *in* Ramalho & Lourenço, 2006).

Segundo LNEG (2016 *in* Ribeiro *et al.*, 2017) existem nascentes em Alfama, no contacto entre as unidades estratigráficas Calcários de Entrecampos e Areolas de Avenida da Estefânia. A ascensão destas águas subterrâneas dá-se a partir de uma série de falhas secundárias associadas a um acidente tectónico regional.

#### 4.5 Enquadramento sísmico

Para a maioria das aplicações da NP EN 1998-1 (2010), a sismicidade pode ser descrita por um único parâmetro, o valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno do tipo A (rocha),  $a_{gR}$ . Os diferentes tipos de terrenos podem ser consultados na Tabela 4.24 e na Tabela 4.25.

Tabela 4.24 - Tipo de terrenos de fundação (NP EN 1998-1, 2009)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica que inclua no máximo 5m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos rijos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250

Tabela 4.25 - Tipo de terrenos de fundação (NP EN 1998-1, 2009) (Continuação)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (palcadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
D	Depósitos de solos não coesivos, entre soltos a de média consistência, com ou sem a ocorrência de algumas camadas coesivas brandas, ou de depósitos com solos predominantemente coesivos de fraca e média consistência	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo consistindo numa camada superficial com valores de $v_s$ característicos de solo tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre uma camada mais rija com valores de $v_s$ superiores a 800 m/s	-	-	-

Sendo esta aceleração dependente da ação e da zona sísmica, como se pode ver na Tabela 4.26.

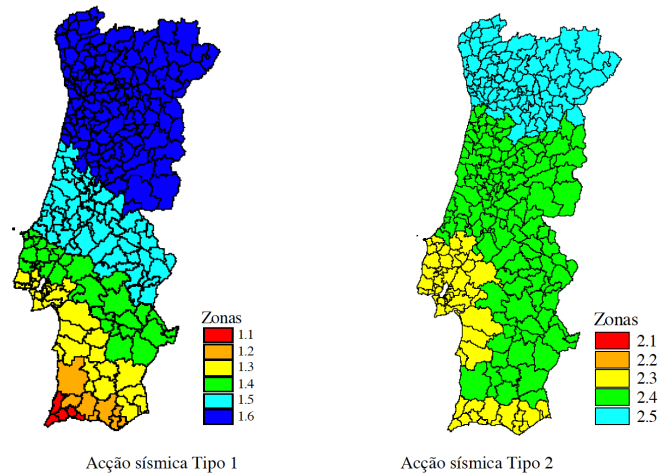
Tabela 4.26 - Variação do valor de referência da aceleração máxima com a zona sísmica e com o tipo de ação sísmica (adaptado de NP EN 1998-1, 2010))

Zona sísmica	Ação sísmica tipo 1 $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Ação sísmica tipo 2 $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
x.1	2,50	2,50
x.2	2,00	2,00
x.3	1,50	1,70
x.4	1,00	1,10
x.5	0,60	0,80
x.6	0,35	-

A ação sísmica vai depender da localização do hipocentro do sismo, que pode ser dividida em dois tipos:

- **Tipo 1 – interplaca:** este tipo de ação sísmica, no caso de Lisboa, corresponde ao banco de Goringe, entre os Açores e Gibraltar. É nesta zona que se geraram os sismos de maior impacto em Portugal, nomeadamente os sismos de 1356, 1755 e 1969;
- **Tipo 2 – intraplaca:** este tipo de ação sísmica, no caso de Lisboa, inclui a região do Vale do Tejo - Sado, onde está incluída a zona de Sistema de falhas do Vale Inferior do Tejo.

A partir da Figura 4.11, é possível verificar a zona sísmica correspondente à área em estudo. Lisboa inclui as zonas 1.3 (ação sísmica tipo 1) e 2.3 (ação sísmica tipo 2).



**Figura 4.11 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1, 2010)**

A partir destas duas variáveis e da consulta da Tabela 4.26, pode-se verificar que, para a área de Lisboa, a aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  vai ser:

- Para sismos interplaca – **1,50 (m/s<sup>2</sup>)**;
- Para sismos intraplaca – **1,70 (m/s<sup>2</sup>)**.

Cada valor de aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  para cada zona sísmica, corresponde ao período de retorno de referência  $T_{NCR}$  de 475 anos, ao qual está associado um coeficiente de importância  $\gamma_I$  igual a 1,00. Para períodos de retorno diferentes do de referência, o valor de aceleração na base à superfície do terreno do tipo A,  $a_g$ , é igual ao produto do valor da aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  pelo coeficiente de importância  $\gamma_I$ .

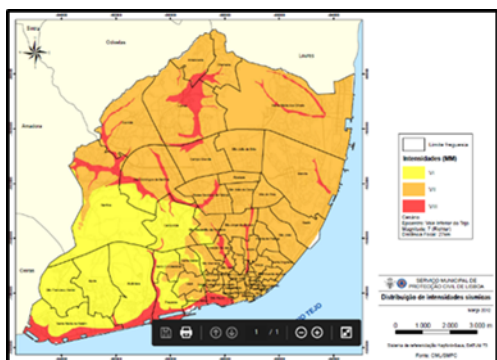
Feito o zonamento sísmico, a definição da ação sísmica consiste na determinação do:

- **Espetro de resposta elástico**, dividido nas componentes horizontal e vertical;
- **Espetro de cálculo para análise elástica**, dividido nas componentes horizontal e vertical.

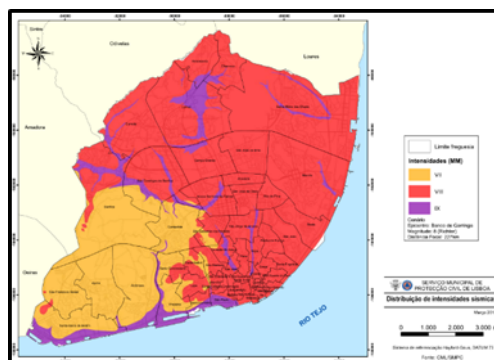
As expressões e a definição das diferentes componentes para o cálculo destes dois espectros, estão presentes na NP EN 1998-1 (2009). A Figura 4.a e a Figura 4.12b ilustram as intensidades sentidas, na escala de Mercalli modificada, nos solos de Lisboa para o caso da ocorrência de um sismo com epicentro no Vale Inferior do Tejo e no Banco de Gorringe, com magnitude 7 na escala de Richter. Como se pode verificar, em ambos os casos, o centro da cidade apresenta diferentes intensidades para o mesmo sismo. Isto advém da existência de diferentes formações geológicas e de estas apresentarem diferentes comportamentos sísmicos. As menores intensidades estão localizadas na zona ocidental da cidade, enquanto as intensidades médias se encontram na zona central

e oriental. As maiores intensidades têm foco na zona ocidental junto ao rio Tejo, nos vales das antigas linhas de água e em volta das colinas (Ribeiro *et al.*, 2017).

Devido à propensão elevada de sismos de maior magnitude atingirem a cidade de Lisboa, Oliveira *et al.*, (2020), promovido pela Câmara Municipal de Lisboa, elaboraram um novo mapa de micro zonação sísmica desta cidade, tendo por base uma extensa base de dados geotécnicos e dados geológicos e como referência a NP EN 1998-1 (2009.)

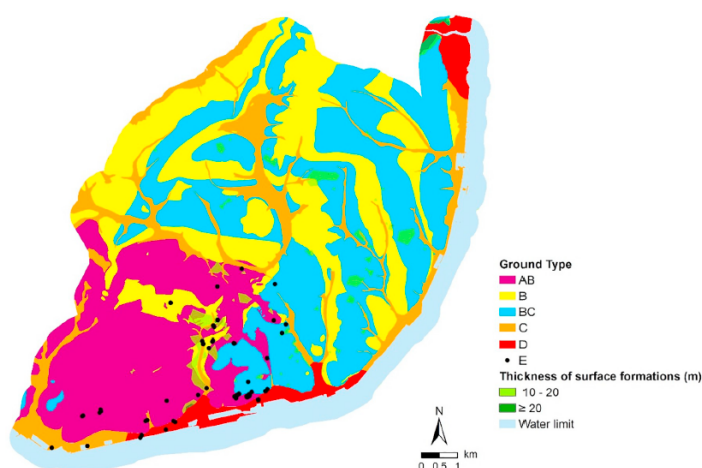


**Figura 4.12a - Carta de distribuição de intensidades máximas de um sismo intraplaca para a cidade de Lisboa (Fonte: [http://www.cm-lisboa.pt/fileadmin/VIVER/Seguranca/Protecao\\_Civil/ficheiros/Distribuicao\\_intensidades\\_sismicasVIT\\_7.pdf](http://www.cm-lisboa.pt/fileadmin/VIVER/Seguranca/Protecao_Civil/ficheiros/Distribuicao_intensidades_sismicasVIT_7.pdf))**



**Figura 4.12b – Carta de distribuição de intensidades máximas de um sismo interplaca para a cidade de Lisboa (Fonte: [http://www.cm-lisboa.pt/fileadmin/VIVER/Seguranca/Protecao\\_Civil/ficheiros/Distribuicao\\_intens\\_Gorringe\\_8.pdf](http://www.cm-lisboa.pt/fileadmin/VIVER/Seguranca/Protecao_Civil/ficheiros/Distribuicao_intens_Gorringe_8.pdf))**

Na Figura 4.13 está presente o mapa de micro zonação sísmica da cidade de Lisboa. As áreas sísmicas homogéneas, tendo por base a classificação do tipo de solo, foram delimitadas de acordo com a delimitação geoespacial das formações.



**Figura 4.13 – Mapa de classificação dos solos da cidade de Lisboa (Oliveira *et al.*, 2020)**

De notar a presença de classes intermediárias, AB e BC, representando a transição entre terrenos de tipo A e B e terrenos de tipo B e C, respetivamente. Os terrenos de tipo A correspondem a formações compostas por basaltos ou rochas carbonatas (CVL, Formação da Bica e Formação de Caneças). Enquanto, os terrenos de tipo B e C correspondem a formação que são constituídas por calcarenitos, depósitos argilosos e solos arenosos (Formação de Benfica e formações do Miocénico). Também é possível verificar a predominância de terrenos do tipo B e BC, na cidade de Lisboa. Estes terrenos, comparativamente aos terrenos do tipo A, vão amplificar as intensidades sentidas, para um sismo de mesma magnitude. Algo que é possível verificar na definição da ação sísmica, por estes possuem um maior peso para o cálculo do espetro de resposta elástica e do espetro de cálculo para análise elástica.





## **5. Aplicação da metodologia de gestão dos riscos**

Neste capítulo a gestão do risco proposta é adotada durante a fase construtiva ao caso de estudo.

De modo a ser possível obter uma compreensão do risco, é aplicada uma análise de risco qualitativa. Esta vai servir de entrada para a avaliação do risco, ao considerar as causas e fontes de risco, bem como as respetivas consequências.

Feita a análise dos riscos, procede-se à respetiva avaliação. Aqui, o objetivo passa por saber quais são os riscos em que vai ser necessário aplicar tratamentos. Neste estudo, todos os riscos foram considerados como intoleráveis ou no limite da aceitabilidade, significando que será necessário a implementação de medidas de controlo, com o objetivo de os eliminar e/ou mitigar.

### **5.1 Apreciação do risco**

#### **5.1.1 Análise de risco**

A identificação do risco pode ser feita a partir do estudo de inúmeros livros, documentos e trabalhos realizados, sejam na área de interesse, seja em obras similares, de forma a ser possível ter um conhecimento sobre os diversos perigos que poderão surgir durante a construção de um túnel. Obtendo-se os perigos, estes podem ser armazenados numa lista de verificação. Estas listas fornecem um catálogo das fontes mais prováveis que poderão causar acidentes, podendo ainda serem utilizadas para as fases seguintes, a avaliação e mitigação do risco.

No âmbito deste estudo, foram apenas considerados os riscos de índole geotécnica, provenientes das características do terreno. Isto é, foram apenas tidos em conta os riscos provenientes

das características geológicas, hidrogeológicas e geotécnicas dos terrenos, da tectónica e sismicidade da região.

De mencionar que os riscos que vão ser referidos têm como consequência mais gravosa o colapso da escavação, seja direta ou indiretamente, podendo afetar todas as pessoas envolvidas na obra e equipamentos presentes, atrasando assim todo o processo da construção do túnel e aumentando os custos inerentes à obra.

Em seguida, procede-se à apreciação dos perigos presentes no caso de estudo.

As **zonas de falha** são áreas fortemente alteradas dos terrenos que apresentam condições de estabilidade bastantes mais reduzidas que as dos terrenos envolventes, sendo resultantes de acidentes tectónicos que ocorreram na região. Os materiais envoltos nas zonas de falha poderão estar mais alterados, reduzindo assim a sua resistência ao corte, constituindo zonas de fraqueza, e poderá também haver um aumento da permeabilidade destes, a partir do incremento do índice de vazios, o que pode implicar um maior fluxo de água sob pressão, provocando instabilidade na frente de escavação.

Estas zonas podem ser detetadas, numa primeira instância, a partir da cartografia de superfície, de prospeção geofísica (*p.e.* métodos sísmico e de resistividade elétrica) e prospeção mecânica (*p.e.* sondagens a partir da superfície). Durante a fase de construção, estas podem ser identificadas a partir de furos de sondagem em avanço.

A **fluência** corresponde à deformação nos terrenos que ocorre em solos fracos (argilas moles ou expansivas) e em materiais rochosos plásticos e semi-plásticos, que são sensíveis a deformações de tensão relativamente baixos e que possuem uma fraca capacidade de dilatação. Estes materiais deslocam-se lentamente para o interior da escavação, sob a ação dos campos de tensões existentes no terreno, afetando os hasteais e a frente de escavação.

Os terrenos que possam exibir este tipo de comportamento podem ser detetados a partir de ensaios de identificação e caracterização física dos solos, de forma que seja possível a identificação da presença de argilas moles ou expansivas e a partir de instrumentação (*p.e.* medição de deformações superficiais por convergenciómetro).

A presença de minerais argilosos não hidratados e a de água livre no terreno, origina a possibilidade da ocorrência da expansão do terreno, e a conseqüente retração ao secar, A **expansão dos terrenos** está geralmente associada a materiais plásticos, materiais argilosos, materiais de enchimento de caixas de falha e rochas muito alteradas e ocorre quando o terreno aumenta de volume por absorção de água. Esta expansão é lenta e gera deslocamentos para o interior do túnel, reduzindo o seu diâmetro e pode levar ao seu colapso. Aquando da secagem da água, dá-se a

retração, sendo visível com a abertura de fendas. Este tipo de fenómeno encontra-se, usualmente, associado à fluência.

Este tipo de comportamento pode ser detetado através da instrumentação (medição de pressões *p.e.* por células de pressão), de ensaios de identificação e caracterização física, de forma a ser possível aferir a existência de materiais argilosos e ensaios de absorção de água.

A presença de **águas subterrâneas** pode ser considerada um risco pois, como um túnel é considerado um dreno de grandes dimensões, existe a possibilidade de afluírem para o interior da escavação. Posto isto, existem dois riscos derivados da presença de águas subterrâneas.

O primeiro risco está relacionado com a meteorização dos terrenos envolventes, devido à infiltração da água, provocando uma diminuição da resistência destes, o aumento de pressões sobre o suporte e revestimento, a expansão e amolecimento das argilas, provocar erosão interna e problemas de inundação e de instabilidade, que pode resultar na quebra de produtividade da obra.

O segundo risco está relacionado com os aquíferos presentes na área em estudo. Como mencionado anteriormente, um túnel tem um comportamento de um dreno o que pode causar o rebaixamento do nível freático nos aquíferos, com os potenciais assentamentos dos terrenos deixados a seco, e a possibilidade de ocorrer a contaminação dos aquíferos a partir do derrame de produtos utilizados na obra, como óleos e/ou combustíveis.

A presença das águas subterrâneas pode ser deteta a partir de prospeção geofísica (*p.e.* resistividade elétrica e refração sísmica) e a partir da instrumentação (*p.e.* piezómetros), para se detetar a posição do nível freático e as suas oscilações. No que toca aos terrenos em si, a realização de ensaios de permeabilidade vai permitir detetar a probabilidade de afluência destas águas para dentro da escavação. Por último, a cartografia de superfície viabiliza a deteção de poços, nascentes e linhas de água, e assim será possível saber a localização provável dos aquíferos.

Como está presente na seção 4.5 (Enquadramento Sísmico), a **ismicidade** representa um risco para a cidade de Lisboa, pois esta pode ser afetada por sismos interplaca e intraplaca cujas ondas sísmicas vão induzir vibrações nos terrenos envolventes ao túnel, que poderão originar a perda súbita de resistência nos solos (liquefação) e deformações excessivas dos materiais, afetando todas as unidades presentes.

Este risco pode ser detetado a partir do estudo dos sismos históricos que ocorreram na região e partir de ensaios que permitam avaliar a resistência à liquefação dos solos, como ensaios de penetração SPT e CPT.

A presença de **solos moles** pode provocar deformações acentuadas na envolvente do túnel, que pode ser considerado resultado da fluência. Apesar da percentagem de solos moles ser muito reduzida, existe a probabilidade da ocorrência de assentamentos durante a escavação do túnel.

Estas deformações podem ser detetadas através de instrumentos capazes de medir deslocamentos internos do terreno (*p.e.* extensómetros). No que toca às argilas moles, estas podem ser detetadas a partir de ensaios de caracterização dos solos, e do cálculo do índice de consistência.

A **abrasividade** está ligada a litologias que possuam na sua composição minerais abrasivos como o quartzo e a sílica. Este tipo de material vai provocar desgaste nos *bits* das ferramentas de perfuração para desmonte por explosivos. Por isso, unidades que possuam na sua constituição arenitos, areias fluviais ou níveis areno-quartzosos, são mais suscetíveis de causar abrasão durante a escavação do túnel.

Estes materiais podem ser detetados a partir da amostragem nas unidades mais prováveis de possuir estes materiais, de modo a ser possível a determinação da percentagem equivalente de sílica e quartzo nas amostras recolhidas.

Como existe uma considerável variabilidade lateral nos solos miocénicos de Lisboa e falta de informação relativa aos tufos vulcânicos do CVL, poderá haver a possibilidade de existirem perigos adicionais que resultem em riscos, não mencionados neste trabalho, o que se pode traduzir como um risco em si.

Riscos inerentes aos tufos vulcânicos podem ser detetados a partir da caracterização geotécnica destes materiais. Os que possam não ter sido identificados neste trabalho, podem ser detetados a partir de ensaios que permitam a caracterização dos terrenos presentes no alinhamento do túnel, de forma a ser possível verificar a existência de situações de risco adicionais.

### **5.1.2 Avaliação de risco**

Na análise de risco foi aplicada uma análise qualitativa, que permite a averiguação da presença de riscos. No entanto, é importante conhecer a possibilidade de ocorrência de cada risco, bem como as respetivas consequências, que podem ser diferentes. Como referido e neste estudo, todos os riscos foram considerados como intoleráveis ou no limite da aceitabilidade.

A possibilidade de interceção de **zonas de falhas** é elevada, devido a existirem diversas falhas na cidade de Lisboa que afetam as formações do mesozoico, nomeadamente uma das potenciais zonas de afetação é onde o túnel tem início, Campolide. Considerando as consequências que este perigo acarreta, será necessário a implementação de medidas de eliminação e, caso não seja possível a implementação destas medidas, ou não seja viável, medidas de mitigação.

A possibilidade de ocorrência de **fluência** é algo reduzida, devido a apenas existir cerca de 1% de argilas moles e 2% de argilas muito moles, estando apenas presente na unidade litostratigráfica Camadas dos Prazeres. No entanto, as consequências que acarreta não podem ser negligenciadas. Assim, na secção seguinte serão referidas medidas para eliminar e/ou mitigar este risco.

A presença das condições para que haja **expansão dos terrenos** está associada à unidade das Areolas de Avenida da Estefânia, nas Argilas de Forno do Tijolo e nas Areias de Quinta do Bacalhau, onde existem minerais argilosos expansivos com alguma predominância, como a caulinite e a esmectite, colocando este risco como uma possibilidade bastante provável de ocorrer. Assim, ter-se-á de aplicar medidas que mitiguem este risco durante a fase construtiva.

O alinhamento do túnel interceta unidades pertencentes a subsistemas hidrogeológicos com permeabilidades e produtividades médias a altas (Areolas de Avenida da Estefânia, Calcários de Entrecampos, Areias de Quinta do Bacalhau e Areias e Calcário de Casal Vistoso e de Musgueira) bem como a presença de aquíferos livres a confinados o que torna a possibilidade de afluência de **águas subterrâneas** para o interior do túnel alta. Por isso, será necessária a implementação de medidas que consigam eliminar os riscos inerentes a este perigo ou, caso não seja viável a eliminação, mitigá-lo.

A possibilidade de ocorrer liquefação dos terrenos envolventes ao túnel provocada pela **sismicidade**, é alta, como referido na secção anterior, pelo que este é um risco intolerável. Como não é possível a sua eliminação, terão de ser aplicadas medidas de mitigação.

O risco de assentamento na frente de escavação causado pela existência de eventuais de **solos moles/expansivos** tem uma possibilidade de ocorrência considerável, devido à predominante presença de minerais argilosos moles, na unidade da Camada dos Prazeres, e de minerais argilosos expansivos (esmectite e caulinite) nas unidades Areolas de Avenida da Estefânia, Argilas de Forno do Tijolo e Areias de Quinta do Bacalhau, por isso terão que ser aplicadas medidas que possam eliminar o risco ou eliminá-lo, caso a eliminação não seja possível.

Como referido na secção anterior, as unidades litostratigráficas Areolas de Avenida da Estefânia e Areias de Quinta do Bacalhau são propensas a causar **abrasividade**, devido à elevada presença de materiais siliciosos e quartzosos, assim a possibilidade de ocorrência deste risco é alta, o que implicará a aplicação de medidas que consigam mitigar este risco.

Feita a avaliação do risco, proceder-se à proposta de medidas para eliminação e/ou dos riscos mencionados anteriormente.

## 5.2 Controlo do risco

Tendo em conta os riscos mencionados anteriormente, nesta secção referem-se as medidas de controlo, que têm como objetivo principal a eliminação do risco e, quando não for possível a sua aplicação, a mitigação deste.

O risco inerente às **zonas de falha** pode ser eliminado a partir do tratamento do terreno em avanço, como a execução de enfilagens ou *jet grouting* horizontal. A utilização destas medidas permitir reforçar os terrenos, aumentando a estabilidade e a segurança durante a escavação do túnel, diminuindo as deformações induzidas pela escavação e eliminando o risco.

Caso não seja possível a implementação destas medidas, ou que se verifique que não seja viável, podem ser aplicadas medidas para mitigar o risco, como a realização de furos de sondagem em avanço, nas zonas onde potencialmente possa existir este risco. Assim, caso se verifique a interseção destas zonas, poder-se-á executar melhoramento do terreno, para reduzir a sua permeabilidade e o índice de vazios.

Caso não seja possível a implementação destas medidas, ou que se verifique que não seja economicamente viável, podem ser aplicadas medidas para mitigar o risco, como a realização de furos de sondagem em avanço, nas zonas onde se antecipe existir este risco. Assim, caso se verifique a interseção dessas zonas, poder-se-á aplicar reforço do terreno, para reduzir a sua permeabilidade e o índice de vazios e para aumentar a sua resistência, reforço do sustimento, para aumentar a estabilidade da escavação, e a drenagem e bombagem das águas que possam afluir para dentro do túnel, caso se verifique a presença de água, vai permitir mitigar este risco, reduzindo-o assim para níveis aceitáveis.

A deformação dos terrenos associada à **fluência** pode ser eliminada a partir do tratamento do terreno em avanço através do uso de *jet grouting* ou de injeções de consolidação, de forma a melhorar as condições de estabilidade, capacidade de carga e reduzir a permeabilidade dos terrenos.

Na eventualidade de não ser possível a aplicação destas medidas de eliminação, ter-se-ão de aplicar medidas que mitiguem o risco e o reduzam até níveis aceitáveis. Isto pode ser efetuado a partir da monitorização das deformações para verificar a evolução destas e ser possível aplicar atempadamente o reforço do sustimento. Assim, as deformações provocadas pela fluência são mitigadas e o risco deixa de ser intolerável.

O risco inerente à **expansão dos terrenos** não pode ser eliminado, devido a não ser possível a eliminação da presença de argilas não hidratadas e água livre nos terrenos, assim ter-se-á de recorrer a medidas para mitigar o risco, como o reforço do sustimento. Esta medida vai permitir

mitigar as deformações provocadas pela expansão dos terrenos, reduzindo o risco para níveis aceitáveis.

Como referido na secção da análise de risco, o perigo das **águas subterrâneas** pode originar dois riscos. O primeiro risco pode ser eliminado a partir da injeção no terreno de resinas impermeabilizantes ou caldas de cimento para impermeabilizar os terrenos e oferecer melhores condições de estabilidade. Caso não seja possível aplicar as medidas eliminatórias, ou não seja viável a sua utilização, têm de ser utilizadas medidas mitigadoras, como a drenagem e bombagem da água presente nos terrenos.

Relativamente ao segundo risco proveniente das águas subterrâneas e ao contrário do anterior, não pode ser eliminado, pois vão ser sempre utilizadas substâncias em obra, como óleos e combustíveis, que podem contaminar os aquíferos. O que resta a aplicação de medidas de mitigação como a monitorização do nível freático e das características físicas e químicas dos aquíferos, para ser possível saber se está a haver contaminação dos mesmos e, caso esteja, ser possível identificar a fonte e mitigar o risco.

As consequências causadas pela **sismicidade** não podem ser evitadas, visto não ser possível evitar que haja ações sísmicas a afetar o túnel; assim, a única solução passa por mitigar o risco. Uma possível medida será a suspensão imediata e a evacuação de todos os envolvidos de obra, de forma a minimizar acidentes que resultem em consequências catastróficas.

As deformações provocadas pela existência de **solos moles** podem ser eliminadas, tal como para a fluência, a partir do tratamento do terreno em avanço, como a utilização de um chapéu de *jet grouting* ou enfilagens para aumentar a resistência do terreno e evitar que haja assentamentos na frente de escavação. Caso não seja possível a aplicação desta medida, a solução passa pela aplicação de medidas mitigadoras como a o reforço do sustimento, assim será possível reduzir as deformações provocadas pelos assentamentos. A partir da monitorização das deformações, será possível aplicar esta medida atempadamente e evitar que a segurança da obra seja posta em causa.

Por último, os danos provocados pela **abrasividade** não podem ser eliminados, devido às causas estarem intrínsecas às propriedades dos terrenos. Posto isto, terão de ser aplicadas medidas mitigadoras do risco, como a avaliação do desgaste nas ferramentas utilizadas durante a escavação do túnel, de modo a ser possível a adaptação e revisão dos métodos de escavação, para mitigar quebras de produtividade e danos nas ferramentas, o que aumenta o custo da obra, e efetuar uma revisão do *stock de bits*, caso seja necessário a sua substituição.

Tabela 5.1 – Resumos dos perigos identificados e das medidas a adotar

Perigo	Localização	Descrição	Causas	Medidas	
				Eliminatórias	Mitigadoras
Solos moles	Camada dos Prazeres	Deformação para o interior da escavação	Argilas moles a muito moles	Tratamento do terreno em avanço (exemplo: <i>jet grouting</i> ou enfilagens)	Monitorização das deformações e reforço do sustimento
Fluência	Camada dos Prazeres	Deformação para o interior da escavação	Solos fracos e materiais rochosos plásticos e semi-plásticos sensíveis a níveis de deformação baixos	Tratamento do terreno em avanço (exemplo: <i>jet grouting</i> )	Monitorização das deformações e reforço do sustimento
Sismicidade	Todo o alinhamento	Deformações excessivas dos materiais; liquefação	Movimentação interplaca e intraplaca	-	Suspensão da obra
Água subterrânea	Areolas de Avenida da Estefânia, Calcários de Entrecampos, Areias de Quinta do Bacalhau e Areias e Calcário de Casal Vistoso e de Musgueira	Diminuição da resistência do terreno; aumento de pressões no suporte e revestimento; expansão de argilas; erosão interna e quebra de produtividade na obra	Permeabilidade e/ou produtividade dos terrenos, média a alta, e zonas de falha	Injeção do terreno com resinas impermeabilizantes ou calda de cimento	Drenagem e bombagem da água
		Afetação de aquíferos	Rebaixamento do nível freático. Potencial contaminação por produtos derramados na obra (óleos, ou combustíveis)	-	Monitorização do nível freático e as características físicas e químicas
Zonas de falha	Formações mesozoicas	Diminuição da resistência dos terrenos e favorecimento do fluxo de água	Tectónica da região	Tratamento do terreno em avanço (exemplo: enfilagens, <i>jet grouting</i> horizontal)	Furos de sondagem em avanço Reforço do terreno e sustimento e drenagem e bombagem da água
Terrenos expansivos	Argilas de Forno do Tijolo e nas Areias de Quinta do Bacalhau	Deslocamentos para o interior do túnel; criação de fendas	Presença de minerais argilosos não hidratados e a presença de água livre	-	Reforço do sustimento
Abrasividade	Areolas de Avenida da Estefânia e Areias de Quinta do Bacalhau	Desgaste dos <i>bits</i> das ferramentas de escavação	Terrenos que possuem na sua composição materiais abrasivos, como o quartzo e a sílica	-	Avaliação do desgaste nas ferramentas; adaptação e revisão dos métodos de escavação e revisão do <i>stock bits</i>

# 6

## 6. Considerações finais

Os túneis são obras que, ao intercetarem meios heterogéneos com variações nas suas propriedades, cujo conhecimento é reduzido, têm um risco inerente mais elevado do que outra obra de engenharia civil. Estes riscos podem pôr em causa a integridade física das pessoas envolvidas e a própria estabilidade da obra, podendo originar atrasos e derrapagens financeiras.

Neste contexto, existe a necessidade de implementação de uma metodologia de gestão dos riscos geotécnicos, durante a fase de construção, que permita a identificação precoce dos perigos, a sua análise e avaliação, de modo a ser possível a aplicação de medidas que permitam eliminar o risco e/ou mitigá-lo, e a consequente monitorização.

Antes da aplicação da metodologia de gestão do risco, num caso de estudo, procurou-se realizar um estado de arte sobre o tema, sintetizando os conceitos fundamentais inerentes. Foi verificado que, em Portugal, ainda não existe nenhuma legislação ou código, que imponha uma determinada metodologia de gestão do risco. No entanto, existem estudos de alguns autores que procuram propor metodologias de aplicação da gestão do risco em obras subterrâneas, a partir da sua investigação. No panorama internacional, já existe a criação de alguns códigos e diretrizes, de entre os quais se destaca os criados pela *British Tunnelling Society* (BTS), por um Grupo de Trabalho da *International Tunnelling Association* (ITA) pelo *Centre d'Etudes des Tunnels* (CETU).

Esta dissertação teve como objetivo principal a abordagem dos procedimentos para implementação de uma metodologia de gestão do risco geotécnico, *i.e.*, o risco sob a formas de condições geológicas, hidrogeológicas, geotécnicas imprevisíveis, durante a fase de construção de túneis, baseado num caso de estudo de um túnel de drenagem em Lisboa.

Os riscos geotécnicos possíveis deste túnel foram identificados a partir da consulta de trabalhos realizados na zona em estudo, que apresentavam informação que permitisse caracterizar os terrenos de um ponto vista da geologia, hidrogeologia e geotecnia. Esta caracterização possibilitou o reconhecimento de todos os cenários possíveis de acontecer, relativos à respetiva caracterização dos terrenos. Em seguida, foi efetuada a identificação daqueles mais prováveis de ocorrerem, as consequências de cada um e a sua localização na obra.

De notar que, neste estudo, não está presente a caracterização geotécnica dos tufos vulcânicos do CVL. Posto isto, a caracterização desta unidade contempla apenas a componente rochosa.

Os solos miocénicos de Lisboa apresentam uma variabilidade lateral algo significativa, o que se pode traduzir como o aparecimento de novos riscos e a ausência de alguns aqui identificados.

Em seguida foi aplicada a metodologia de análise de risco qualitativa escolhida, as listas de verificação. Esta metodologia contém todos os riscos associados, a localização da sua ocorrência, bem como as causas e consequências dos mesmos.

Na ausência de critérios de aceitação do risco, todos os que foram identificados, ficaram considerados como intoleráveis ou no limite da aceitabilidade, assim foram apresentadas medidas de eliminação, sempre que possível, e/ou de mitigação do risco, a todos eles.

Tendo em conta os potenciais riscos geotécnicos, foram sugeridas medidas que eliminem o risco ou que o mitiguem, de forma que seja possível dar uma maior segurança na obra, quer aos envolvidos nesta e aos terceiros na envolvente, quer à sua própria estabilidade e aumentar a sua produtividade.

Para desenvolvimentos futuros, existem estudos que podem ser desenvolvidos na sequência desta dissertação.

Em termos dos tipos de análise de risco, sugere-se a utilização de métodos de análise quantitativos, de forma a ser possível quantificar o risco e ter valores concretos para a probabilidade de ocorrência do risco e para as suas consequências; desta forma será possível uma classificação rigorosa dos riscos, objetiva, em que riscos que foram considerados não toleráveis possam ter uma maior aceitabilidade, mitigando a necessidade de implementação de medidas eliminatórias e/ou mitigadoras e, consequentemente, reduzindo os custos da obra.

Outra linha de investigação será considerar outros riscos, para além dos inerentes às condições geológicas-geotécnicas dos terrenos, como os riscos associados aos processos construtivos, a ações decorrentes durante a obra, como a abertura do túnel, os que estão inerentes à segurança das pessoas e, por fim, os relacionados com os danos ambientais. Assim, será possível ter

um maior conhecimento sobre os diversos tipos de riscos associados a este tipo de obra de engenharia civil.



## Referências bibliográficas

- Antunes, M., & Pais, J. (1993). *The Neogene of Portugal*. Proceedings of the 1<sup>st</sup> R.C.A.N.S. Congress. Lisboa.
- BTS. (2003). *The joint code of practice for risk management of tunnel works in the UK*. The British Tunnelling Society. London.
- Caldeira, L. (2008). *Análises de riscos em geotécnica: aplicação a barragens de aterro*. Programa de investigação e de Pós-Graduação elaborados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil em 2005 para obtenção do título de Habilitados para o Exercício das Funções de Coordenação Científica. Lisboa.
- Cândido, M. (2010). *Contributo para a gestão do risco geotécnico na construção de túneis*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa. Caparica.
- CNPGB. (2005). *Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens, 1º Relatório de progresso*. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens. Lisboa.
- Cotter, B. (1956). *O Miocénico Marinho de Lisboa*. Comunicações dos Serviços geológicos de Portugal: Suplemento ao Tomo XXXVI. Direção Geral de Minas e Serviços Geológicos. Lisboa.
- CPT. (2016). *Grupo de Trabalho Nº2 - Engenharia e Legislação: Práticas Contratuais - Contributo para a revisão do CCP à luz das novas Diretivas Contributo para a revisão do CCP*. Comissão Portuguesa de Túneis.
- Eskesen, S., Tengborg, P., Kampmann, J., & Veicherts, T. (2004). *Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working Group No. 2*. Tunnelling and Underground Space Technology. Lausanne.
- Gomes, D. (2012). *Gestão de riscos na construção de túneis e obras subterrâneas*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa.
- Gransberg, D., Loulakis, M., Touran, A., Gad, G., McLain, K., Sweitzer, S., Pinto-Nunez, M. (2018). *Managing Geotechnical Risks in Design Build Projects*. National Cooperative Highway Research Program. USA.

- ISSMGE TC32. (2004). *Risk assessment - glossary of terms*. In *Technical Committee on Risk Assessment and Management Glossary of Risk Assessment Terms - Version 1*. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- ITIG. (2006). *A code of practice for risk management on tunnel works*. International Tunnelling Insurance Group.
- Kullberg, J. (2000). *Evolução tectónica Mesozóica da bacia Lusitana*. Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Doutor em Geologia – Especialidade Geologia Estrutural pela Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Caparica.
- Kullberg, J., Rocha, R. B., Soares, A. F., Rey, J., Terrinha, P., & Azerêdo, A. C. (2013). *A Bacia Lusitana: Estratigrafia, Paleogeografia e Tectónica*. Geologia de Portugal, Volume II – Geologia Meso-cenozóica de Portugal. Escolar Editora.
- Laranjo, M. (2013). *Argilas miocénicas de Lisboa: Parametriação para o dimensionamento de estruturas geotécnicas*. Dissertação submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Longo, S., & Gama, C. (2004). *Análise de riscos inerentes às vibrações transmitidas às estruturas*. Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa. Lisboa.
- Lopes, I. (2001). *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico*. Dissertação apresentada à Universidade de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Geologia Económica e Aplicada, na especialidade de Geotecnia. Lisboa.
- Marques, M., & Coutinho, A. (2012). *Pressiómetros de Ménard e Autoperfurador de Cambridge: Correlações entre Parâmetros Mecânicos em Solos Arenosos Miocénicos de Lisboa*. XIII Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.
- NP EN 1998-1. (2010). *Norma Portuguesa - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- NP ISO 31000. (2012). *Gestão do risco: Princípios e linhas de orientação*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- Oliveira, L., Teves-Costa, P., Pinto, C., Gomes, R. C., Almeida, I. M., Ferreira, C., Sotto-Mayor, M. (2020). *Seismic microzonation based on large geotechnical database: Application to Lisbon*. Engineering Geology, 265 (May 2019), 105417.
- Ospina, L., Rueda, A., Bessolo, A., & Tienda, J. (2019). *A Methodical Proposal for Risk Analysis in the Construction of tunnels*. Advances in Informatics and Computing in Civil and Construction Engineering.
- Pais, et al. (2006). *Notícia explicativa da folha 34-D*. Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação. Lisboa.
- Pereira, M. L. (2018). *Caracterização geotécnica de rochas vulcânicas de Lisboa – um contributo*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade NOVA de Lisboa. Caparica.
- PGRH Tejo. (2011). *Plano de Gestão da Região Hidrográfica do Tejo - Síntese para consulta pública*. Administração da Região Hidrográfica do Tejo I.P..
- Pimenta, L. (2009). *Abordagens de Riscos em Barragens de Aterros*. Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.
- Ramalho, E. C., & Lourenço, M. C. (2006). *As águas de Alfama como património hidrogeológico*

- de Lisboa. VII Congresso Nacional de Geologia, Universidade de Évora. Évora.
- Ribeiro, L., Melo, M., & Miguéns, F. (2017). *Estudo do descritor hidrogeologia para a construção dos túneis Monsanto/Santa Apolónia e Chelas/Beato, no âmbito do plano geral de drenagem de Lisboa*. Lisboa.
- Santos, R. (2006). *Enquadramento das análises de riscos em Geotecnia*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa. Caparica.
- Santos, V. (2016). *Gestão de risco geotécnico na construção de túneis em maciços rochosos*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa. Caparica.
- Schubert, P. (2006). *Geotechnical risk management in tunnelling*. Geotechnical Risk in Rock Tunnels - Selected Papers from a Course on Geotechnical Risk in Rock Tunnels. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Shahriar, K., Sharifzadeh, M., & Hamidi, J. K. (2008). *Geotechnical risk assessment based approach for rock TBM selection in difficult ground conditions*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- Silva, A. (2015). *Caracterização Geológica e Geotécnica da área compreendida entre o Lumiar e o Olival Basto*. Dissertação para a obtenção do grau Mestre em Geologia Aplicada na área de especialização em Geologia de Engenharia na Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. Lisboa.
- Sousa, R., & Einstein, H. (2012). *Risk analysis during tunnel construction using Bayesian Networks : Porto Metro case study*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- Staveren, M. van. (2006). *Uncertainty and Ground Conditions: A risk management approach*. Elsevier Ltd. UK.
- TGN25. (2009). *GEO Technical Guidance Note No . 25 ( TGN25 ) Geotechnical Risk Management for Tunnel Works*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development: Department The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.
- Thomas, A., & Banyai, J. (2007). *Risk management of the construction of tunnels using tunnel boring machines (TBMs)*. Underground space - 4th Dimension of Metropolises - Proceedings of the World Tunnel Congress 2007 and 33rd ITA/AITES Annual General Assembly. London.
- USSD. (2017). *Risk management for dam construction*. Prepared by the USSD Committee on Construction and Rehabilitation Sub-Committee on Risk Sharing. Denver.
- Vasconcelos, M. (2011). *Cartografia de susceptibilidade à ocorrência de movimentos de vertente em contexto urbano: o concelho de Lisboa*. Retrieved from
- Vieira, A. (2006). *Estudo do Comportamento Diferido no Tempo de Túneis em Argilas Sobreconsolidadas*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Geologia do Ambiente, Riscos Geológicos e Ordenamento do Território. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Vieira, Ana, Serra, J., & Jeremias, F. (2008). *Caraterização Geotécnica da Formação de Benfica*. XI Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.