INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO
MESTRADO EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTE

ACOMPANHAMENTO E FISCALIZAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS: UM CASO DE ESTUDO

HUGO DE ALMEIDA PINTO PAIS
Setembro de 2025

POLITÉCNICO
DO PORTO

ISEP INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO

ACOMPANHAMENTO E FISCALIZAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS: UM CASO DE ESTUDO

Monitoring and Inspection of Underground Infrastructure: A Case Study

Hugo de Almeida Pinto Pais

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Geotécnica e Geoambiente

Orientador: Professor Helder I. Chaminé (ISEP)

Júri

Presidente

João Paulo Meixedo dos Santos Silva, Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Vogais

Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé, Professor Coordenador com Agregação, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

José Filinto Castro Trigo, Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Porto, Setembro de 2025

[página propositadamente em branco]

Resumo

A presente dissertação tem como objectivo documentar a acção da fiscalização técnica na construção do túnel de via dupla na cidade do Porto, entre a Praça da Galiza e a Casa da Música (Linha G, Metro do Porto), com ênfase na gestão prática das interfaces entre fases. Os capítulos I e II estabelecem o enquadramento e os objectivos do trabalho, sintetizam o estado da arte dos métodos de tunelação (com destaque para o New Austrian Tunneling Method (NATM) em meio urbano) e definem a abordagem adoptada: descrição operacional suportada por procedimentos, Planos de Inspeção e de Ensaio e observação contínua em obra. Os capítulos seguintes caracterizam o contexto geológico-geotécnico e de concepção construtiva, apresentando o caso de estudo propriamente dito, no qual se acompanha a sequência: tratamentos — escavação — suporte — limpeza — regularização — impermeabilização — revestimento definitivo. No que se refere ao revestimento definitivo é descrito o ciclo por troços com carro de cofragem/betonagem (preparação, montagem, enchimento progressivo, vibração e descofragem e as respectivas verificações. As considerações finais salientam que a presença contínua da fiscalização, combinada com registos padronizados e decisões proporcionais ao risco, permite antecipar e proteger a integridade da estrutura componente do túnel. A articulação entre fiscais de frente de obra, engenheiros de frente de fiscalização e o projectista revelou-se particularmente eficaz sempre que existiam canais de decisão curtos e bem definidos.

Palavras-chave: NATM, Metro do Porto, Fiscalização, Controlo de Qualidade, Túnel.

[página propositadamente em branco]

Abstract

This dissertation aims to document the technical supervision of the construction of the double-track tunnel in Porto city between Galiza Square and Casa da Música (Line G, Porto Metro), with an emphasis on the practical management of the interfaces between phases. Chapters I and II establish the framework and objectives of the work, summarize the state of the art of tunneling methods (with emphasis on the New Austrian Tunneling Method (NATM) in urban areas), and define the approach adopted: operational description supported by procedures, Inspection and Testing Plans, and continuous observation on site. The following chapters characterize the geological-geotechnical context and construction design, and present the case study itself, which follows the sequence: treatments — excavation — support — cleaning — regularization — waterproofing — and final lining. Regarding the final lining, the cycle is described in sections, including formwork/concrete pouring (preparation, assembly, progressive filling, vibration, and formwork removal), as well as the respective checks. The concluding remarks highlight that continuous supervision, combined with standardized records and risk-based decisions, enables the integrity of the tunnel structure to be anticipated and protected. The coordination among frontline supervisors, frontline engineers, and tunnel designers proved effective when decision-making channels were short.

Keywords: NATM, Porto Metro, Inspection, Quality Control, Tunnel.

[página propositadamente em branco]

Agradecimentos

À Metro do Porto, expresso o meu sincero agradecimento pela autorização e pela disponibilidade para a elaboração da presente dissertação de mestrado.

À TPF—Plengil, o meu também sincero agradecimento pela autorização na elaboração desta dissertação.

Aos docentes do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), expresso o meu agradecimento pelos conhecimentos transmitidos e pela oportunidade de realização do Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente em ambiente de obra.

Ao orientador, Helder I. Chaminé (ISEP), agradeço o apoio científico, a disponibilidade, a celeridade do 'feedback' ao longo desta dissertação e a revisão do texto. As interpretações, conclusões e eventuais imprecisões que subsistam são da exclusiva responsabilidade do autor.

Agradecimento ao Francisco Seixas por ter sido o impulsionador junto da Metro do Porto e também pelos ensinamentos relacionados com a execução de túneis e tratamentos do maciço.

Aos meus colegas Miguel Maia, Hugo Nogueira, José Pinheiro, Mónica Fernandes e Bruno Vasconcelos, que muito contribuíram para o meu conhecimento deste projecto e para a sua execução.

Aos vários colegas das várias equipas que estavam na frente da escavação, desde encarregados a operadores, a quem me esclareceram dúvidas, o meu profundo agradecimento.

Por último, à Mafalda Rangel pela ajuda na revisão do detalhe do capítulo I.

[página propositadamente em branco]

Índice

1. Breve Síntese Metodológica de Construção de Infraestruturas Subterrâneas 3
1.1. Importância dos Túneis na Infraestrutura Moderna 3
1.2. Objectivos e Estrutura da Dissertação 5
1.3. Breve Estado da Arte na Construção de Túneis 6
2. Breve Síntese Metodológica de Construção de Infraestruturas Subterrâneas 11
2.1. Métodos de Escavação 11
2.1.1. Abordagem NATM 11
2.1.1.1. Descrição Método NATM 11
2.1.1.2. Técnicas de escavação utilizadas no NATM 21
2.1.1.3. Suportes utilizados no NATM 22
2.1.1.4. Técnicas de melhoramento e estabilização 24
2.1.2. Abordagem Tunelação Mecanizada 25
2.1.3. Abordagem Tunelação Mecanizada vs. NATM 28
2.2. Importância da Prospeção Geotécnica em Projetos de Túneis 30
2.2.1. Investigação Geotécnica Reconhecimento Preliminar 32
2.2.2. Investigação Geotécnica no Terreno: Métodos Destrutivos e Não Destrutivos 33
3. Tópicos Sobre Caracterização e Fiscalização de um Troço de Escavação Subterrânea Urbana: O Caso do Metro do Porto 39
3.1. Contextualização do Projeto 39
3.2. Caracterização Geológica e Geotécnica 41
3.2.1. Enquadramento dos Túneis 41
3.2.2. Enquadramento Geológico-Geotécnico da Linha G 42
3.2.3. Análise do zonamento geotécnico ao longo do perfil longitudinal do túnel entre as estações Galiza e Casa da Música 45
3.3. Concepção Construtiva e Estrutural dos Túneis da Linha G 46
3.3.1. Escavação Subterrânea – Método NATM aplicado à Linha G 46
3.3.2. Seções Tipo, Tratamento de Reforço e Critérios de Aplicação 49
4. Fiscalização Técnica e Controlo da Qualidade na Construção dos Túneis da Linha G 57
4.1. Enquadramento da Fiscalização em Obra Subterrânea 57
4.2. Relação da Fiscalização em Obra Subterrânea com o Código dos Contratos Públicos 57
4.3. Plano de Inspeção e Ensaios (PIE) 59
4.3.1. Secções Tipo, Tratamento de Reforço e Critérios de Aplicação Enquadramento do Plano de Inspeção e Ensaios (PIE) 59
4.3.2. Responsabilidades 59
4.3.3. Critérios de aceitação e rastreabilidade 60
4.3.4. Integração com o sistema de qualidade da obra 61
4.3.5. Articulação entre PIE da escavação e os PIE especializados 61
5. A Fiscalização Técnica em Obra Subterrânea 64
5.1. Introdução 64
5.2. Fase de Escavação 64
5.3. Fase de Contenção Primária 67
5.4. Fase de Tratamento do Terreno 72
5.5. Limpeza do Túnel e Finalização da Secção 75
5.6. Betonagem de Regularização 79
5.7. Impermeabilização 82
5.8. Revestimento Definitivo 86
6. Considerações finais 93
6.1. Síntese conclusiva 93
6.2. Comentário final 94
7. Referências Bibliográficas 99

[página propositadamente em branco]

Lista de figuras

Figura 1 - Exemplo de um túnel escavado com o método NATM em três secções parciais. Adaptado de *Health and Safety Executive* (1996). 13
Figura 2 - Exemplo de um túnel escavado com múltiplos avanços (*drifts*). Adaptado de *Health and Safety Executive* (1996). 14
Figura 3 - Relação entre o tempo de auto-suporte e o vão da abóbada para diferentes classes de maciços rochosos segundo Bieniawski (1989). Adaptado de Chapman et al. (2018). 15
Figura 4 - Relação entre o terreno e o revestimento. Adaptado de *Health and Safety Executive* (1996). 16
Figura 5 - Localização dos colapsos (adaptado de Karakus & Fowell, 2004). 17
Figura 6 - Tipos de colapsos na frente da escavação de túneis NATM. Adaptado de Karakus & Fowell (2004). 18
Figura 7 – Exemplo de definições de probabilidade e impacto. Adaptado de PMBOK Guide (PMI, Project Management Institute (PMI), 2017) 19
Figura 8 – Exemplo de uma matriz Probabilidade e Impacto com “scoring scheme” adaptado de PMBOK Guide (PMI, Project Management Institute (PMI), 2017). 19
Figura 9 – Gráfico mostrando o modelo “Discovery-Recovery”. Adaptado de *Health and Safety Executive*, (1996). 20
Figura 10 - Curva típica de evolução da resistência do betão projetado. Adaptado de Sauer & Mergelsberg (2004). 24
Figura 11 – Estrutura de uma TBM Gripper. Adaptado de Brabant & Duhme (2017). 26
Figura 12 – Cinco métodos de suporte da face de escavação. Adaptado de Maidl et al. (2013). ... 27
Figura 13 – Causas de assentamento numa escavação com escudo. Adaptado de Maidl et al. (2013). 28
Figura 14 – Custo do túnel da escavação mecanizada (MT) versus escavação manual (HM) ao longo do comprimento do túnel. Adaptado de Sauer & Mergelsberg (2004). 29
Figura 15 - Elementos de uma investigação geotécnica típica. Adaptado de Chapman et al. (2018). 32
Figura 16 - Influência da investigação geotécnica nas reclamações (contratuais). Adaptado de Kolymbas (2008). 32
Figura 18 - Localização de Túneis e Poços. Adaptado de Azevedo (2020) 41
Figura 18 - Enquadramento Geológico do troço Praça da Galiza-Casa da Música com base na Carta Geológica de Portugal (Folha 9-C – Porto: Carríngton da Costa & Teixeira, 1957). Ym – Granito alcalino, de grão médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas (Granito do Porto); Q1 - Depósitos de praia (80-90 m); Qp – Formação areno-pelítica de cobertura. 43
Figura 19 – Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo S". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001018-01 52
Figura 20 – Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Colunas Jet-grouting ∅50cm". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01 53
Figura 21 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Enfilagem Bolbo Contínuo". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01 53
Figura 22 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Enfilagem Tubular Preenchida". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01 54
Figura 23 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Enfilagem Injectada". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01 54
Figura 24 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo M". ". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001019-01 55
Figura 25 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo R3". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001020-01 56

Figura 26 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo R2". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001021-01 56
Figura 27 - Avanço da escavação, com remoção do escombro e controlo da frente. 65
Figura 28 - Frente de escavação. Observam-se enfilagens tubulares como tipo de tratamento (secção do vazio). 66
Figura 29 - Preparação da frente escavada antes da aplicação do betão projetado. A fiscalização verifica a geometria e as condições de aplicação do betão. 68
Figura 30 – Aplicação de betão projetado na frente de escavação. Controlo visual da espessura, homogeneidade da superfície e continuidade da projecção. 69
Figura 31 – Instalação de cambota como reforço provisório 70
Figura 32 – Execução do arco invertido com operador e equipamento de projecção em operação. 71
Figura 33 - Vista frontal da secção com o arco invertido, incluindo a malha metálica e o betão projetado. 71
Figura 34 – Execução de injecção de recompressão (IRS) das enfilagens tubulares (tubo Schedule 40 ∅88,9). 73
Figura 35 - Execução de coluna de *jet grouting* com aplicação de varão de fibra de vidro. 74
Figura 36 - Frente de escavação com a face de escavação e cambota projetadas onde se identificam as colunas de *jet grouting* com aplicação de varão de fibra de vidro, tratamento da abóbada com recurso a enfilagens autoperfurantes e geodrenos. 75
Figura 37 - Picagem pontual de áreas que invadem a secção, limpeza e verificação topográfica intermédia para controlo dimensional da secção. 76
Figura 38 - Escarificação localizada do betão projetado. Operação de fresagem mecânica para remoção de projecção excessiva e correção da geometria da secção escavada, executada após verificação topográfica intermédia. 77
Figura 39 - Soleira do túnel após limpeza e verificação topográfica intermédia. Vista da soleira do túnel após remoção da via provisória e escarificação, apresentando-se pronta para projecção de betão de protecção. 78
Figura 40 - Aplicação de betão de regularização na soleira do túnel. Aplicação directa de betão proveniente de camião betoneira, com distribuição e nivelamento manual para obtenção de superfície uniforme. Fiscalização acompanha a conformidade da execução. 79
Figura 41 - Superfície regularizada na soleira do túnel. 80
Figura 42 – Vista geral da secção após a instalação da membrana impermeabilizante com protecção de geotêxtil. 83
Figura 43 – Betonagem da soleira do revestimento definitivo: aplicação e vibração do betão na camada estrutural sobre a armadura. 84
Figura 44 – Execução do murete de arranque para apoio do carro de cofragem. À esquerda, observa-se a armadura dos hasteais e a faixa da membrana impermeabilizante. 84
Figura 45 – Carro de aplicação da impermeabilização na abóbada: equipamento móvel sobre carris assentes nos muretes, com plataformas de trabalho; observa-se a armadura dos hasteais a descoberto. 85
Figura 46 – Carro de cofragem do revestimento definitivo: equipamento metálico modular, apoiado nos muretes, com janelas de inspecção e circuitos de vibração; ao fundo observa-se um troço já betonado. 88
Figura 47 – Aspecto final do túnel após o revestimento definitivo: secção de via dupla concluída, com superfície regular. 89

Lista de tabelas

Tabela 1- Uma visão geral histórica de alguns túneis notáveis em termos construtivos. Adaptado de Maidl et al. (2013). 7
Tabela 2 - Resumo dos resultados dos ensaios de permeabilidade Lugeon e Lefranc apresentados do Projeto de Execução na Linha Circular do Metro do Porto (Metro do Porto, 2019). 44
Tabela 3 - Correlação entre porosidade, resistência e rigidez do maciço granítico no troço Galiza – Casa da Música 46
Tabela 4 - Parâmetros geológico-geotécnicos 46
Tabela 5- Tabela técnica-resumo das secções-tipo dos túneis da Linha G. 50
Tabela 6- Tipologias de Tratamento de Abóbada Previstas na Secção Tipo. 51
Tabela 7 – Relação Código Contrato Público com a Fiscalização (adaptados artigos 344 a 350° do CCP). 58
Tabela 8 - Formulários Operacionais do PIE. 60
Tabela 9 - Relação entre o PIE geral e os PIE especializados. 62
Tabela 10 - Síntese das operações de betonagem de regularização e respectivo papel fiscalização 81

[página propositadamente em branco]

Capítulo I

Introdução

[página propositadamente em branco]

1. Breve Síntese Metodológica de Construção de Infraestruturas Subterrâneas

1.1. Importância dos Túneis na Infraestrutura Moderna

De acordo com o glossário da *International Tunneling Association* (ITA), um túnel é uma passagem subterrânea com aberturas em ambas as extremidades, conceito que abrange também as chamadas galerias de acesso (*adits*) e galerias de desenvolvimento (*drifts*) (ITA-AITES, 2025).

Os túneis são elementos essenciais da infraestrutura moderna, especialmente em áreas urbanas densas, onde permitem optimizar o uso do espaço e reduzir os impactos ambientais e visuais. São amplamente utilizados em transportes, redes de abastecimento e serviços públicos, contribuindo para a mobilidade sustentável e para a resiliência urbana. Com os avanços tecnológicos, tornaram-se soluções cada vez mais seguras, eficientes e economicamente mais viáveis (e.g., Nascimento, 1975; Pistone & Pinto da Cunha, 2014; Legget, 2019).

De facto, tal como referido por Legget (2019) para Londres, o sucesso passado, presente e futuro para esta cidade, como metrópole de classe mundial, depende do desenvolvimento e aproveitamento do espaço subterrâneo, seja para transporte ferroviário, rodoviário, abastecimento de água ou infraestruturas. Assim, Legget (2019) argumenta que o desenvolvimento desta cidade apenas foi possível devido à utilização eficaz do espaço subterrâneo, que oferece soluções cruciais para os desafios urbanos complexos. Refere ainda que o subsolo permitiu a construção de infraestruturas essenciais, onde os túneis desempenham um papel preponderante na criação de redes de transporte e sistemas de distribuição de recursos e outros que suportam o crescimento urbano.

Na mesma linha, segue o artigo Urban Underground Space for Resilient Cities (Broere & Gaspari, 2023), no qual os autores referem que a utilização estratégica de túneis e outras infraestruturas subterrâneas pode resolver problemas urbanos, tais como congestionamento, escassez de espaço e vulnerabilidade às alterações climáticas e aos riscos naturais (Broere & Gaspari, 2023). Estas infraestruturas têm ainda um importante papel na "resiliência climática" como mencionado em ITA 2020 (ITA Working Group 20) [1] que salienta estruturas como o *SMART Tunnel* (Kuala Lumpur) e o *Metropolitan Area Discharge Channel* (Tóquio) na mitigação de inundações e outros eventos climáticos extremos.

Relativamente à mobilidade, Broere & Gaspari (2023) referem que o Grand Paris Express transforma a conectividade de forma eficiente, sem ocupar espaço na superfície. Para ilustrar o papel dos túneis na gestão de recursos pode dar-se o exemplo do projecto *Deep Tunnel Sewerage System* (Singapura) onde os túneis podem transportar e tratar águas residuais de forma sustentável (ITA Working Group 20).

Exemplos noutras partes do mundo do impacto positivo e estratégico são túneis tais como "super esgoto", o *Strategic Tunnel Enhancement Project* (STEP) em Abu Dhabi, ou o *Channel-Tunnel* (Eurotunnel) que diminui drasticamente o tempo de viagem entre Inglaterra e França com consequências muito positivas para ambos os lados.

Paralelamente, e segundo Kolymbas (2008), os túneis ao transferir o tráfego para o subsolo, melhoram a qualidade de vida na superfície gerando impactos económicos positivos. O autor salienta ainda que a utilização do espaço subterrâneo para a produção de energia, o tratamento de água, a defesa civil e o armazenamento é essencial em áreas de espaço limitado, contribuindo para a realização de operações seguras, para a proteção ambiental e para a eficiência energética. No entanto, o autor afirma que a construção de túneis é arriscada, cara e exige alto nível de competência técnica.

De facto, o uso de túneis pode representar uma abordagem estratégica para o desenvolvimento urbano e a criação de cidades modernas e resilientes. Estas estruturas possibilitam ainda ligações rápidas entre regiões, promovendo o seu desenvolvimento, e podem ter um papel preponderante na proteção ambiental e na economia de energia.

[1] ITA Working Group 20, 2023. Urban Underground Space for Resilient Cities: Urban Problems, Underground Solutions, Lausanne: ITA-AITES:https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/2235/urban-underground-space-for-resilient-cities-urban-problems-underground-solutions

1.2. Objectivos e Estrutura da Dissertação

O objectivo central desta dissertação é analisar e documentar a construção do túnel de via dupla na área urbana do Porto, entre a Praça da Galiza e a Casa da Música (Linha G do Metro do Porto), com ênfase na metodologia construtiva adoptada, na caracterização geológico-geotécnica do projecto e no papel da fiscalização técnica (pormenores em Metro do Porto, 2019). Pretende-se, assim, conjugar a dimensão prática da execução com a vertente académica, fornecendo um contributo para o conhecimento e as boas práticas no domínio da engenharia de túneis em meio urbano.

De forma mais detalhada, os objectivos específicos são:

- Sistematizar os principais métodos de construção de túneis, com destaque para a aplicação do Novo Método Austríaco (NATM) em contextos urbanos.
- Caracterizar o enquadramento geológico e geotécnico do troço em estudo, evidenciando as condicionantes e soluções de projecto adoptadas.
- Analisar a actuação da fiscalização técnica no acompanhamento da obra, realçando a relevância da supervisão no controlo da qualidade, da segurança e da gestão de interface.

A dissertação encontra-se estruturada em três partes principais. A Parte I (capítulos I e II) apresenta a introdução geral, os objetivos e a estrutura da dissertação, bem como uma síntese da metodologia adoptada. Inclui ainda um breve estado da arte sobre as principais técnicas de construção de túneis, com destaque para os métodos NATM e Tunelação Mecanizada, a respectiva comparação e a importância da prospeção geotécnica ao longo do projeto

A Parte II (Capítulo III) é dedicada ao estudo de caso, centrado num troço urbano do Metro do Porto. Nesta seção, procede-se à caracterização geológica-geotécnica do terreno, ao enquadramento técnico e construtivo do túnel da Linha G e à descrição pormenorizada da metodologia construtiva adoptada, nomeadamente a aplicação do método NATM, as seções tipo e os tratamentos de reforço associados às diferentes condições geotécnicas.

A Parte III (capítulos IV e V) aborda a fiscalização técnica e o controlo da qualidade durante a execução do túnel da Linha G. São discutidos o enquadramento regulamentar da fiscalização, a integração com o Código de Contratos Públicos e a estrutura do Plano de Inspeção e Ensaios (PIE). Seguidamente, procede-se à análise detalhada das fases de obra subterrânea, desde a escavação e contenção primária até ao revestimento definitivo, avaliando-se a relevância das ações de fiscalização em cada etapa.

Por fim, O Capítulo VI apresenta as considerações finais, onde se sintetizam os principais contributos do trabalho, se discutem as implicações da fiscalização técnica na qualidade da obra. O documento termina com o Capítulo VII, que apresenta a listagem das referências bibliográficas utilizadas.

1.3. Breve Estado da Arte na Construção de Túneis

Os maciços rochosos não são, em regra, homogéneos, mas ocorrem tanto descontinuidades planares macroscópicas (falhas, fissuras, diáclases, etc.), como microscópicas (microfissuras, partição, etc.). Assim, estas descontinuidades contribuem de forma decisiva para a deformabilidade, a permeabilidade e a resistência dos maciços rochosos (e.g., CFCFF, 1996; Hoek, 2007; González de Vallejo & Ferrer, 2011; Palmström & Stille, 2014; Hencher, 2015). Muitas escavações subterrâneas em áreas urbanas são realizadas em maciços rochosos fracturados e/ou em maciços terrosos.

Os primeiros métodos publicados, referindo a construção de túneis indicam o conhecimento acumulado em atividades de mineração, como descrito por Georg Bauer Agrícola (1494–1555) no trabalho magistral póstumo (1556) 'De Re Metallica' ("Da Natureza dos Metais")[2] relacionado com a arte de minas e a metalurgia, bem como trata dos aspetos químicos, geológicos, mineralógicos, mineiros e construtivos (pormenores sobre esta obra, por exemplo, em Maidl et al., 2013).

No século XIX com a utilização do *drill and blast* (perfuração e desmonte) a engenharia de túneis começou a distinguir-se da mineração com obras como o Túnel de Mont Cenis (túnel ferroviário de extensão 12 200m) e o Túnel de São Gotardo (túnel ferroviário de extensão 14 990m) nos Alpes, como descrito por Rziha (1867) no seu manual sobre a arte da construção de túneis (pormenores em Maidl et al., 2013).

Já no século XX o desenvolvimento progrediu e o túnel de Mont Blanc (túnel rodoviário extensão 11 600m) entre outros, marcaram o início de uma nova fase na Europa. Posteriormente, a introdução do betão projetado facilitou a mecanização (Maidl et al., 2013).

Mais recentemente, no século XXI, os autores Maidl et al. (2013) mencionam o desenvolvimento de tuneladoras como um marco na modernização e desenvolvimento de túneis, já que permitem trabalhar com maior segurança, escavar e remover o material simultaneamente. Estas foram aplicadas com sucesso no *Channel Tunnel* entre a Grã-Bretanha e a França (Canal da Mancha, 50

[2] https://archive.org/details/deremetallica50agri

450 m de extensão). Este túnel foi executado em condições desafiadoras na escavação sob o mar (Maidl et al., 2013).

Na Tabela 1 ilustra-se, resumidamente, uma visão histórica de alguns túneis considerados excepcionais em termos construtivos.

Tabela 1- Uma visão geral histórica de alguns túneis notáveis em termos construtivos. Adaptado de Maidl et al. (2013).

Túnel/Localização	Ano	Compr. m	Quantidade escavada m3	Notas
Túnel abastecimento de água Jerusalém (Palestina)	700 a.C.	540	20,000	Escavado com martelo e cinzel
Túnel de Eupalinos (Samos)	500 a.C.	1,052	3,409	Escavado com martelo e cinzel
Túnel de Malpas, Canal Languedoc (França)	1679 to 1681	175	9,000	Rocha parcialmente escavada a fogo
Galeria Tronquoi, canal St. Quentin (França)	1803	500	30,000	R. extrusiva, escavação parcial da frente
Túnel ferroviário do Mont Cenis, Alpes Ocidentais	1857 to 1870	12,200	700,000	Perfuração explosão
Túnel ferroviário São Gotardo, Alpes Centrais	1872 to 1878	14,990	1,100,000	Máquina de impacto Perfuração explosão
Túnel rodoviário Mont Blanc, Alpes Ocidentais	1959 to 1964	11,600	930,000	Perfuração explosão
Central das Quedas do Niagara	1950 to 1958		3,350,000	Perfuração explosão
Sistemas de túneis do grupo da central Grand-Dixance	1955 to 1964	150,000	1,500,000	Perfuração explosão
Túnel rodoviário Gotthard	1969 to 1980	16,322	1,300,000	Perfuração explosão
Túnel de Arlberg	1974 to 1978	13,972	1,450,000	Perfuração explosão
Túnel de Seikan (Japão) - túnel piloto	1964 to 1984	22,292	404,000	Inicialmente tuneladora, depois explosão
Túnel de Landrucken linha ferrov. Wurzburg-Hannover	1983 to 1986	10,710	1,400,000	Reves. betão projectado perfuração explosão
Túnel da Mancha	1986 to 1993	50,450	10,028,749	Escudo mecanizado ø = 8.72 m
Túnel do Elba	1997 to 2002	2,561	400,000	Escudo mecanizado ø = 14.20 m
Túnel de Schulwald ferrovia Colónia-Frankfurt	1997 to 2001	4,500	50,000	Revestimento betão projectado
Túnel de Rennsteig A77	1998 to 2003	7,900	150,000	Rev. betão projectado
Túnel de Lotschberg SBB	1999 to approx. 2007	34,600	8,900,000	TBM, Rev. betão projectado
Túnel de Base do Gotthard SBB	1999 to approx. 2011	57,000	13,300,000	TBM, rev. betão projectado
Madrid M-30	2004 to 2006	8,344	1,506,092	Escudo mecanizado ø = 19.10 m

Segundo Moreira (2006) a utilização de espaço subterrâneo nas grandes cidades tem aumentado vertiginosamente devido ao congestionamento urbano. Esse interesse pela utilização do subsolo tem vindo a exigir cavidades cada vez maiores. Consequentemente, o avanço tecnológico tem permitido a realização de construções mais amplas. Como é o caso do 'double-o-to' (DOT) e do multi-circular face (MF). O primeiro caso refere-se à actuação de duas máquinas de corte circulares no plano da frente onde a estabilidade da frente é assegurada por contrapressão de terras, e no segundo caso um sistema formado por um escudo, que tanto pode trabalhar por confinamento de um fluido ou por contrapressão de terras e susceptível de permitir a operação de várias cabeças de corte (Moreira, 2006).

Moreira (2006) afirma ainda que a tendência dos escudos será tentar igualar os túneis abertos em meio urbano através de escavação tipo NATM (*New Austrian Tunneling Method*, ver secção 2.1.1.1). O autor faz ainda referência à utilização de *jet grouting* como pré-revestimento, pois a camada tratada torna-se contínua e homogénea na zona da abóbada, resultando na zona a escavar um "revestimento portante" que possibilita a abertura do túnel em condições aceitáveis.

No artigo "Shaping the future of tunneling with data and emerging technologies" (Apoji et al., 2023), traça-se um cenário de avanços tecnológicos que podem inovar e transformar a indústria de túneis mecanizada, incluindo a Inteligência Artificial (IA), a autonomia e sistemas bioinspirados. A IA é, segundo os autores, uma ferramenta que pode melhorar a eficiência e reduzir a incerteza na parte operacional através da recolha de dados em tempo real e da transformação desses dados em informação útil. Esta, integrada com outra informação, tais como geotécnica, geofísica, monitorização (assentamentos, por exemplo), entre outras, possibilita um melhor ajuste aos processos de tunelação.

Apoji et al. (2023) destacam ainda que os principais desafios identificados nesta tecnologia são o acesso a dados frequentemente isolados, que limita o desenvolvimento da IA e a confiabilidade nos algoritmos que precisam de ser robustos para operar em todos os espectros da escavação

Capítulo II

Breve Síntese Metodológica de Construção de Infraestruturas Subterrâneas

[página propositadamente em branco]

2. Breve Síntese Metodológica de Construção de Infraestruturas Subterrâneas

2.1. Métodos de Escavação

2.1.1. Abordagem NATM

2.1.1.1. Descrição Método NATM

O NATM (*New Austrian Tunneling Method*) pode ser definido como um método de construção de túneis observacional e adaptável, que optimiza a interação entre o terreno e a estrutura, plenamente integrado às considerações operacionais, contratuais e técnicas (ITA-Austria, 2012). A formação de rochas e solos no túnel é integrada numa estrutura de suporte geral. Ou seja, as tensões da massa rochosa ou do solo circundante são utilizadas para proporcionar estabilização e atuar como os principais componentes de suporte de carga, ajudando a sustentar o túnel (e.g., IF, 1998; Rocha, 2013; Hemphill, 2013).

Este método começa com a pesquisa e recolha de dados, a partir dos quais são desenvolvidas várias alternativas de projeto para cada uma das condições do terreno previstas. Durante a construção, as condições reais são comparadas às condições inicialmente previstas. O terreno é monitorizado para avaliar se os movimentos do solo estão dentro dos limites aceitáveis para as condições reais observadas. Caso a observação e a monitorização indiquem que o sistema de suporte do terreno precisa de ser alterado, é implementado outro sistema de suporte previamente projetado para as condições específicas do terreno.

O suporte inicial utilizado deve corresponder às condições do terreno, equilibrando a carga e a deformação ou flexibilidade, e ser instalado no momento apropriado em relação ao movimento do solo. Ou seja, o suporte não deve ser excessivamente rígido. Para monitorizar a deformação do

suporte instalado e identificar eventuais alterações na abordagem do projeto e na escavação, é instalada instrumentação específica. Um revestimento fino de betão projetado é utilizado para aumentar a estabilidade das vigas de suporte. Se forem necessários reforços de aço e arcos, o revestimento não deve ser "engrossado". O encerramento do arco invertido deve ocorrer no momento adequado.

O túnel deve ser suportado e escavado de forma sequencial, utilizando diferentes sequências conforme necessário, e a escavação da face completa deve ser utilizada quando as condições o permitirem. O suporte inicial é composto por betão projetado, com ou sem reforço de fibras, malhas electrossoldadas de varões de aço, arcos ou vigas treliçadas, e reforço do maciço, como pregagens, por exemplo. O revestimento final é geralmente em betão moldado no local (Hemphill, 2013).

O NATM é, então, uma abordagem de construção de túneis que combina métodos de escavação convencionais e sistemas de suporte flexíveis, ajustando-se às condições encontradas durante a obra e aproveitando a interação entre o terreno e a estrutura do túnel. Isto é, utiliza o próprio terreno que rodeia o túnel como parte do sistema de suporte. Em vez de depender apenas de estruturas artificiais para sustentar o túnel, esta abordagem aproveita as extensões naturais do terreno para contribuir para a estabilização. Deste modo, trata-se de uma abordagem flexível que combina a constante observação com a instrumentação e ajustes contínuos na obra.

Segundo Chapman et al. (2018), o processo de construção de um túnel com abordagem NATM envolve as seguintes fases:

- Escavação;
- Selagem da superfície exposta resultante da escavação, sempre que se revele necessário;
- Remoção do escombro;
- Instalação de cambotas treliçadas da primeira camada de armadura ou malha de reforço, seguida de aplicação de mais betão projetado.

Se necessário, efectua-se a instalação das ancoragens e, caso seja necessário, procede-se ao tensionamento das ancoragens no dia seguinte, seguido da projeção de betão nas cabeças das ancoragens.

Num túnel construído pelo método NATM, a face do túnel (seção transversal) pode ser dividida em partes menores, facilitando a escavação e assegurando a estabilidade. Usualmente, a divisão é feita em três partes principais:

- Abóbada (Crown): parte superior do túnel;
- Bancada (Bench): parte intermédia subjacente ao topo:
- Arco invertido ou invertido (Invert): parte inferior que completa o túnel.

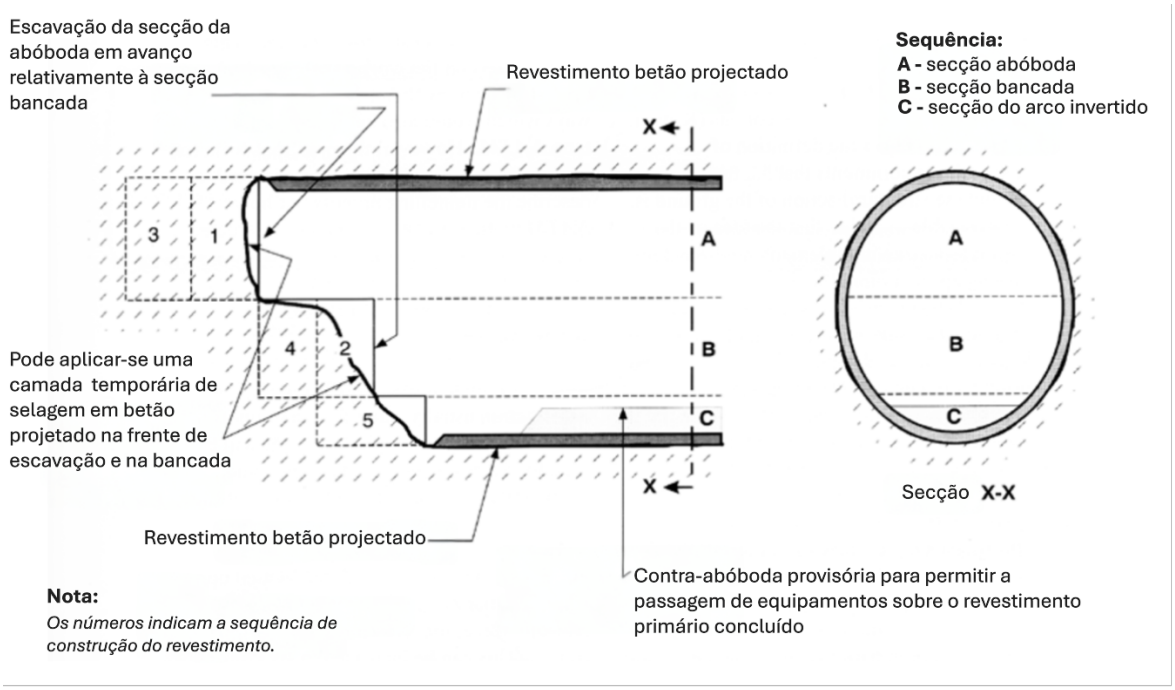

Figura 1 - Exemplo de um túnel escavado com o método NATM em três secções parciais. Adaptado de *Health and Safety Executive* (1996).

A Figura 1 esquematiza uma escavação sequencial do tipo NATM, em que a escavação da abóbada (A) avança à frente da bancada (B), garantindo-se a estabilidade imediata com revestimento primário em betão projetado. Quando necessário, aplica-se uma selagem na face e bancada para limitar o fenómeno de desagregação e infiltrações. Os números (1-5) assinalam a ordem de execução do betão projetado nos planos laterais e na base, conduzindo ao fecho faseado da secção resistente. O processo é concluído com a contra-abóbada (C *invert*), que encerra o anel estrutural. Pode-se executar uma contra-abóbada provisória para permitir a circulação de equipamentos sobre o revestimento sem o danificar. A secção X-X mostra a compartimentação em três secções (A,B e C), relacionada com o desfasamento longitudinal "X" entre o avanço na abóbada e as restantes fases, essencial para mobilizar de forma controlada a capacidade resistente do maciço e limitar convergências.

Em sistemas mais complexos, e dependendo das condições do terreno, esta divisão pode ser realizada em mais partes como no exemplo da Figura 2, onde ocorre uma parede central

temporária, que permite escavar uma metade do túnel, em várias partes, chamada galeria lateral (*side gallery*) que avança à frente da outra metade chamada galeria de alargamento (*enlargement*).

Segundo Estanqueiro & Salvi (2020), a eficácia do NATM depende da capacidade de leitura contínua do comportamento do maciço escavado e da sua resposta às intervenções de suporte. Rochas brandas têm uma maior probabilidade de desmoronamento e diminuem o tempo de autosuporte do maciço, o que obriga a uma intervenção rápida.

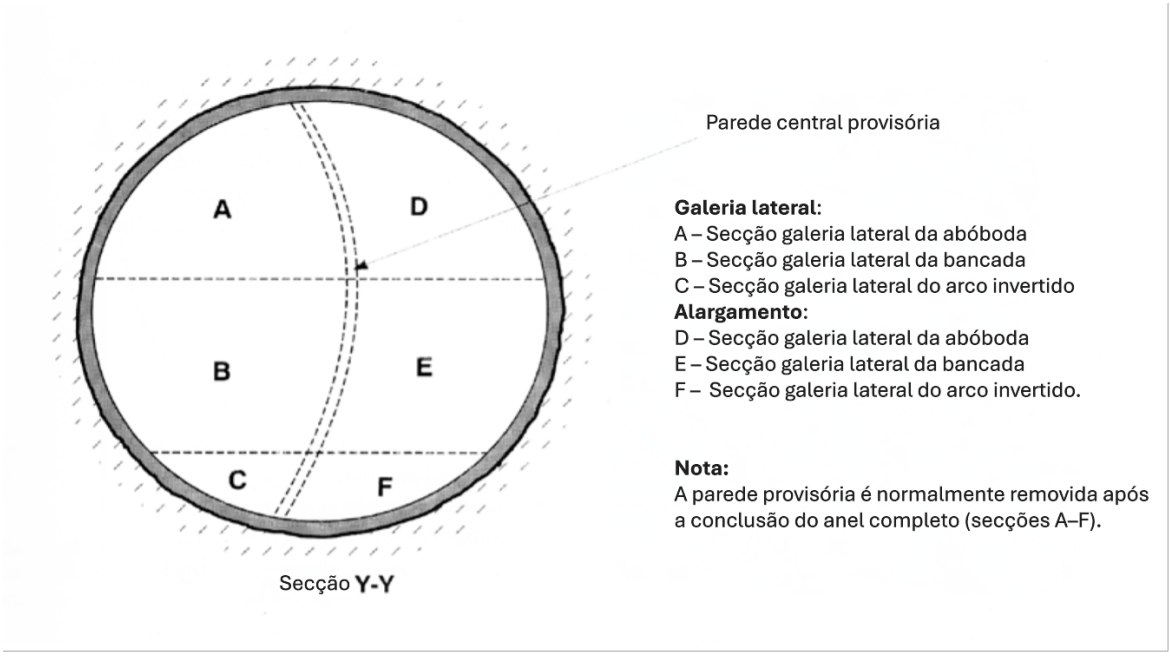

Figura 2 - Exemplo de um túnel escavado com múltiplos avanços (*drifts*). Adaptado de *Health and Safety Executive* (1996).

A Figura 3 apresenta um diagrama com base na classificação geomecânica de Bieniawski (1989), que representa a relação entre o tamanho do vão e o tempo disponível para a aplicação do suporte primário. Esta, ilustra a correlação entre o tempo de auto-sustentação (*stand-up time*) e o vão da abóbada (*roof span*), segundo a classificação RMR (*Rock Mass Rating*) proposta por Bieniawski (1989) e actualizações em Celada & Bieniawski (2020). Observa-se que para um mesmo vão, o tempo de estabilidade antes do colapso varia exponencialmente consoante a classe do maciço rochoso. Quanto mais elevado o RMR, maior a capacidade do maciço se manter estável sem suporte. Por exemplo, um maciço de excelente qualidade (RMR>80) pode manter-se estável durante anos, mesmo com vãos consideráveis, ao passo que um maciço de menor qualidade (RMR<30) apresenta quase colapso imediato, mesmo para vãos pequenos.

Esta correlação reforça a importância de adaptar o dimensionamento do suporte primário à qualidade do terreno, sendo este um princípio basilar na filosofia construtiva NATM, onde o comportamento observacional do maciço caracteriza a decisão técnica do avanço da escavação.

Segundo o relatório *Health and Safety Executive* (1996), um requisito técnico fundamental de um túnel construído pelo método NATM é que o terreno na face da escavação tenha potencial para permanecer estável por tempo suficiente para que o revestimento ou o sistema de suporte do terreno, seja construído e o túnel avance.

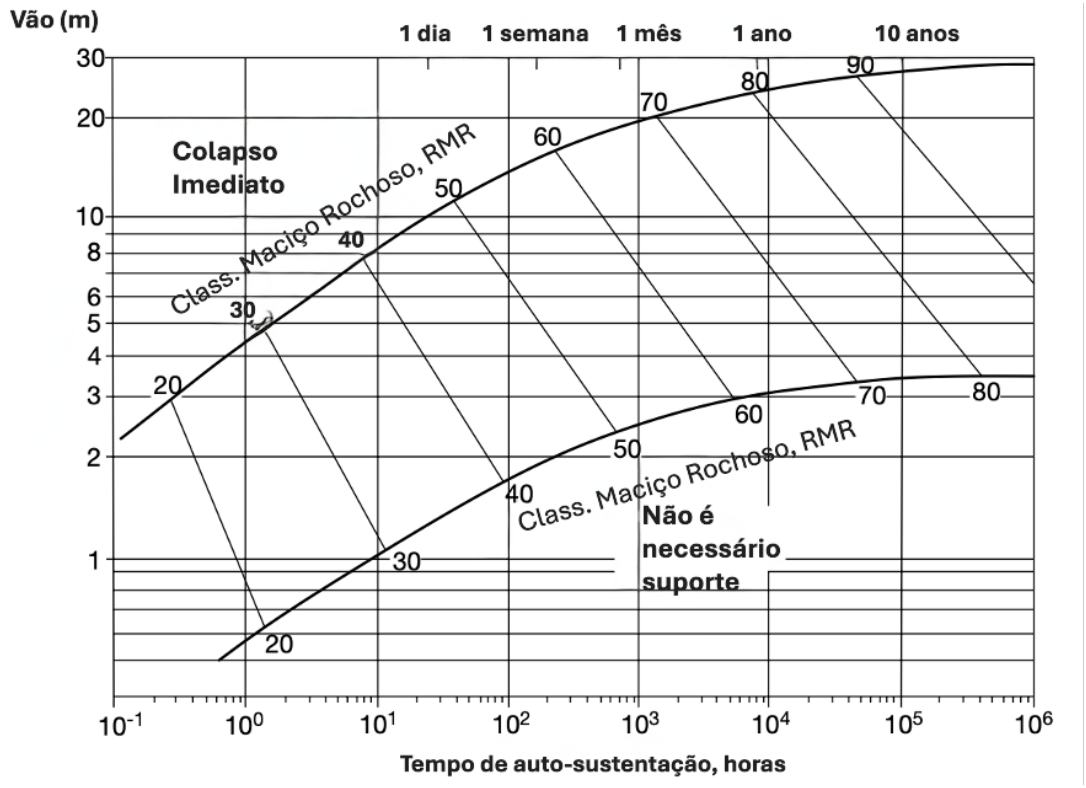

Figura 3 - Relação entre o tempo de auto-suporte e o vão da abóbada para diferentes classes de maciços rochosos segundo Bieniawski (1989). Adaptado de Chapman et al. (2018).

Um conceito importante é que este método pode não ser sempre confiável, devido a fatores como a variabilidade na geologia, incluindo planos de fraqueza naturalmente existentes e alterações na quantidade de água.

Em áreas urbanas, onde a estabilidade das estruturas sobrejacentes e os assentamentos na superfície precisam de ser controlados, o suporte do túnel deverá ser mais robusto para manter as deformações e os assentamentos dentro de limites seguros.

A relação entre a carga do terreno, as deformações e o tempo é apresentada na Figura 4

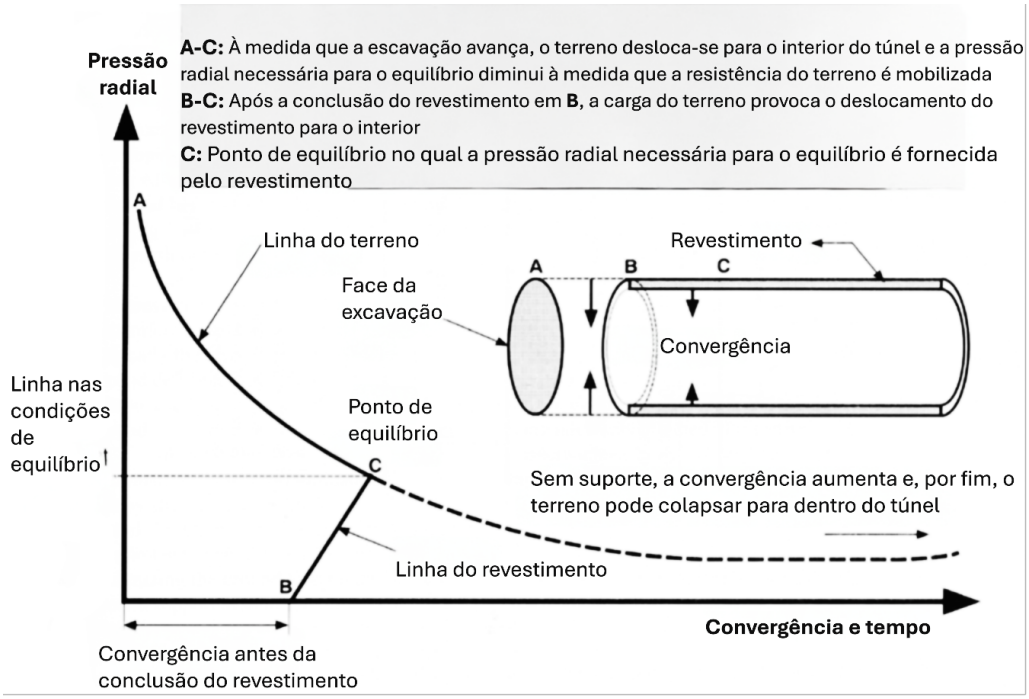

Figura 4 - Relação entre o terreno e o revestimento. Adaptado de *Health and Safety Executive* (1996).

Na Figura 4, a curva A-C representa o tempo em que a carga do terreno provoca o movimento para dentro do túnel e a pressão necessária para alcançar o equilíbrio diminui conforme a resistência do terreno é mobilizada. O ponto B marca o momento em que o revestimento do túnel é concluído. Entre o ponto B e C é a carga do terreno causa um movimento para dentro do revestimento até o equilíbrio ser alcançado em C, quando a pressão radial é suportada pelo próprio revestimento (Hemphill, 2013).

Deve salientar-se que falhas e vários colapsos na construção de túneis onde se usou o NATM tiveram consequências graves, como perdas de vidas e danos significativos em edifícios e em infraestruturas, demonstrando a relevância da gestão adequada de riscos nos processos de construção e de uma execução cuidadosa (Karakus & Fowell, 2004).

De acordo com o relatório do HSE, 39 grandes incidentes ocorreram nos últimos 30 anos. Na Figura 5 estão representados a localização dos colapsos dos incidentes descritos pelo HSE (quando a informação existente).

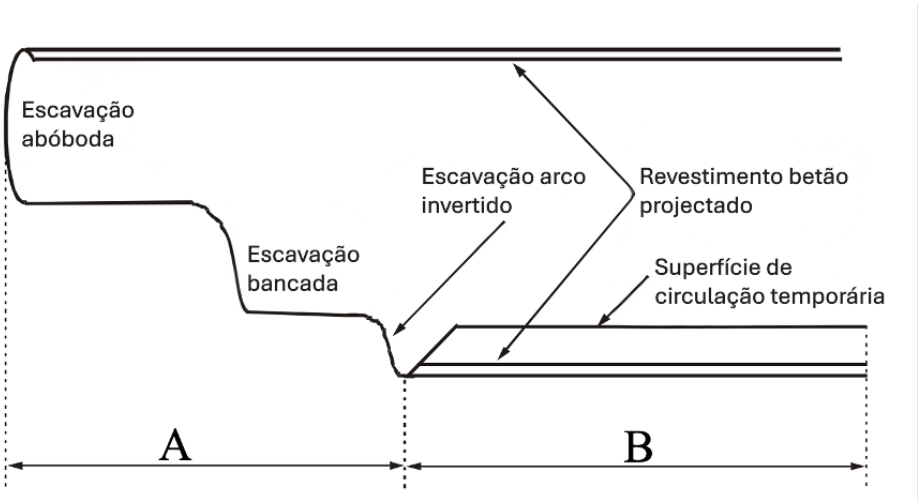

Figura 5 - Localização dos colapsos (adaptado de Karakus & Fowell, 2004).

Segundo Karakus & Fowell (2004), as falhas podem ser classificadas em três tipos:

- Tipo A: colapsos que ocorrem entre a face da escavação e o primeiro anel completo de betão projetado. São colapsos que envolvem a área mais próxima da frente da escavação.
- Tipo B: Colapsos que ocorrem em zonas onde o betão projetado já foi executado. Indicam problemas no suporte após a aplicação de revestimento.
- Tipo C: Colapsos que ocorrem em parte distante de A e B. São exemplos os colapsos em portais ou nas saídas de poços de construção verticais.

Segundo Karakus & Fowell (2004) existem padrões nos colapsos relatados que ocorreram na frente da escavação como se ilustra na Figura 6.

- a - Colapsos na abóbada (*crown failures*): quando o solo flui para o interior do túnel.
- b - Colapsos na face da escavação (*local face failures*): parte da face de trabalho desaba para o interior do túnel.
- c - Colapsos na bancada (*bench failures*): parte ou toda a bancada desliza transversalmente ou longitudinalmente para dentro do túnel.
- d - Colapsos da face de escavação completa (*full face failures*): a face da escavação (frente de escavação) e a bancada desabam completamente para o interior do túnel.
- e - Colapsos por erosão (*washout failures*): ocorrem devido à remoção de material pela ação da água.

- f - Colapsos em “tubo” (*pipe failures*): relacionados com problemas em escavações tubulares (poços) ou estruturas semelhantes.

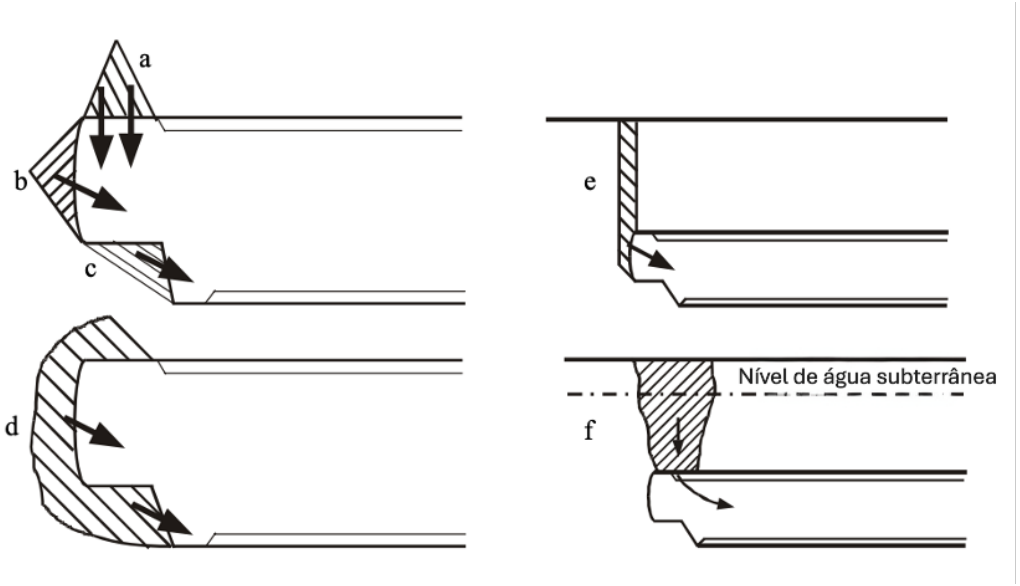

Figura 6 - Tipos de colapsos na frente da escavação de túneis NATM. Adaptado de Karakus & Fowell (2004).

A aplicação do NATM exige um planeamento rigoroso e uma abordagem estruturada para a gestão de obra com integração da mitigação de riscos, monitorização contínua e segurança. Esta gestão deve ser realizada com uma compreensão aprofundada dos riscos inerentes à construção, considerando que colapsos podem resultar em danos estruturais severos, impactos ambientais e risco para trabalhadores e para a comunidade.

O conceito ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*) (Health and Safety Executive, 1996) diz-nos que os riscos devem ser reduzidos ao nível mais baixo possível, sem incorrer em custos desproporcionais.

A abordagem da avaliação de riscos pode ser realizada segundo a metodologia PMI através do *PMBOK Guide pelo Body of Knowledgement* (BOK). De forma simplista, esta consiste, numa primeira fase, na definição do nível aceitável de risco para as partes interessadas e da probabilidade e do impacto. Os níveis de risco devem ser claramente identificados e documentados no plano de gestão de risco. Definições e impactos devem ser ajustados às especificidades do projecto. A Figura 7 apresenta uma tabela que correlaciona probabilidades e impactos.

ESCALA	PROBABILIDADE	+/- IMPACTO NOS OBJETIVOS DO PROJETO		
		TEMPO	CUSTO	QUALIDADE
Muito Elevada	>70%	> 6 meses	>$5M	Impacto muito significativo na funcionalidade global
Elevada	51-70%	3–6 meses	$1M-$5M	Impacto significativo na funcionalidade global
Média	31-50%	1–3 meses	$501K-$1M	Algum impacto em áreas funcionais chave
Baixa	11-30%	1–4 semanas	$100K-$500K	Impacto menor na funcionalidade global
Muito Baixa	1-10%	1 semana	<$100K	Impacto menor nas funções secundárias
Nula	<1%	Sem alteração	Sem alteração	Sem alteração da funcionalidade

Figura 7 – Exemplo de definições de probabilidade e impacto. Adaptado de PMBOK Guide (PMI, Project Management Institute (PMI), 2017)

Na Figura 8 observa-se um exemplo de uma matriz de probabilidade e impacto. As oportunidades e ameaças são integradas na mesma tabela, com ambos os cenários. Multiplicando os valores atribuídos à probabilidade e ao impacto, é possível obter uma pontuação (*score*). Com essa pontuação, define-se o nível de prioridade para a mitigação ou o aproveitamento.

O exemplo apresentado na Figura 9 oferece uma estrutura para avaliação e gestão de riscos em projectos de maior complexidade.

Segundo HSE (Health and Safety Executive, 1996), a monitorização é um dos aspectos mais críticos da gestão do NATM, uma vez que as condições do solo podem mudar rapidamente durante a escavação.

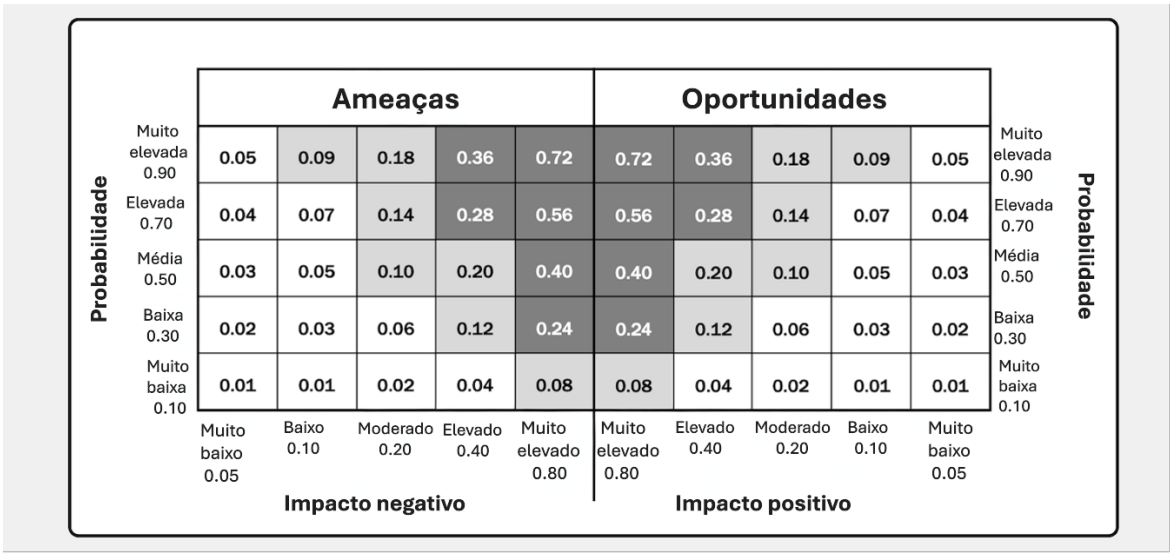

Figura 8 – Exemplo de uma matriz Probabilidade e Impacto com "scoring scheme" adaptado de PMBOK Guide (PMI, Project Management Institute (PMI), 2017).

É recomendada a utilização de instrumentação geotécnica para avaliar deformações e tensões internas na estrutura. Esta abordagem permite detectar anomalias precocemente e implementar medidas corretivas antes que o colapso ou outro incidente ocorra. A metodologia *Discovery-Recovery* (Health and Safety Executive, 1996) é uma abordagem de gestão de risco aplicada ao NATM que serve para detectar e mitigar falhas antes que elas evoluam para colapsos de grande impacto. Tem quatro princípios que são:

i) Monitorização contínua do comportamento do maciço - O sistema de monitorização deve ser planeado para detectar deformações, deslocamentos ou alterações na tensão da estrutura do túnel por meio da instrumentação.

ii) Detecção precoce de falhas potenciais – este método realça que esperar por sinais evidentes de falha é inaceitável, pois pode ser tarde demais para mitigar os riscos. O objectivo é detectar a falha enquanto ainda pode ser corrigida.

iii) Quando uma anomalia é detectada, o plano de recuperação deve ser ativado e a resposta deve ser proporcional ao risco identificado.

iv) A velocidade da resposta é um factor crítico logo deve haver um protocolo de resposta pré-definido.

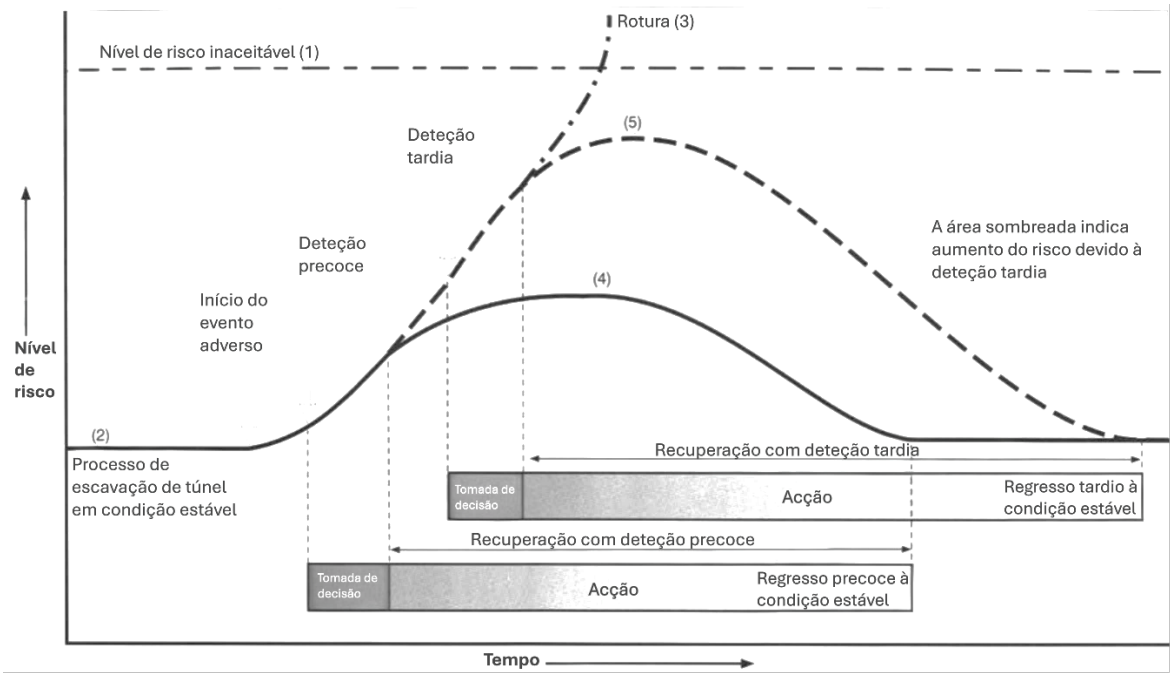

Figura 9 – Gráfico mostrando o modelo "Discovery-Recovery". Adaptado de *Health and Safety Executive*, (1996).

Como se observa na Figura 10 existem três curvas de evolução do risco com ponto de "descoberta" e ponto de recuperação. A curva número 4 representa o momento de descoberta e de intervenção eficaz. A curva 5 representa o nível crítico que, se ultrapassado, corresponde a um ponto de não retorno. A curva 3 representa a evolução do risco de colapso descontrolado.

A identificação precoce de um evento adverso facilita sua correção, com menor intervenção, estabilizando a escavação e reduzindo o risco. Ignorar os sinais, leva a um aumento do risco, as medidas correctivas mais drásticas ou a evolução da situação para um colapso. O objectivo deste método é manter o risco em níveis controláveis.

Planos de resposta rápida (TARP – *Trigger Action Response Plan*) podem ser uma ferramenta eficaz, garantindo ação imediata quando for necessário.

HSE (Health and Safety Executive, 1996) realça que os riscos de baixa probabilidade e grande impacto, apesar de serem raros podem resultar em colapsos estruturais severos, perdas humanas e elevados custos financeiros. Este alerta reforça que estes eventos não devem ser ignorados apenas por serem improváveis, pois as suas consequências podem ser destruidoras.

O sucesso do NATM inicia-se na fase de projecto, com a definição de um traçado seguro, considerando fatores como as condições geotécnicas, a proximidade de estruturas e o método de suporte adequado.

O conceito de *Buildabilty* (facilidade na construção) no contexto NATM deve ser considerado na fase de projeto (design) e construção (Health and Safety Executive, 1996) pois facilita a execução da obra e a redução de erros, melhorando a segurança dos trabalhadores. Sequências bem definidas, facilidade de implementação do suporte primário e do planeamento de acessos e da logística de transporte de materiais devem ser consideradas. Uma gestão eficaz da *Buildabilty* permite a identificação de desafios e a sua resolução ainda na fase de projecto, garantindo uma construção mais eficiente e segura.

2.1.1.2. Técnicas de escavação utilizadas no NATM

Como descrito na secção anterior, o princípio fundamental do NATM é utilizar a resistência do próprio terreno como parte do suporte estrutural do túnel, minimizando as deformações e maximizando a estabilidade. Nesse contexto, são adoptadas diferentes técnicas de escavação que se adaptam às condições geotécnicas encontradas e à seção transversal do túnel.

A escavação mecânica é utilizada no NATM, principalmente em solos e rochas de média resistência. Equipamentos como giratórias, fresadoras e escavadoras permitem a remoção progressiva do

material, garantindo uma escavação controlada. Em maciços rochosos competentes, onde a escavação não é eficiente, o NATM recorre à perfuração e desmonte (Drill and Blast). Este processo consiste, inicialmente, na perfuração de furos estrategicamente distribuídos na frente de escavação controlada para fragmentar a rocha. Trata-se de uma técnica versátil e eficaz que combina perfuração, carregamento de explosivos, detonação e remoção do material escavado. Permite adaptações a diferentes condições geológicas e geometrias de túneis, tornando-a numa das abordagens mais tradicionais e confiáveis na engenharia subterrânea (Chapman, et al., 2018).

O método *Drill and Blast* consiste em cinco etapas principais (Maidl et al., 2013):

i) Perfuração da frente da escavação: realizada com jumbos hidráulicos, perfuradoras manuais ou martelos pneumáticos, conforme a resistência da rocha. Esta pode ser por percussão, rotação ou rotopercussão.

ii) Carregamento de explosivos: inserção de cargas explosivas em furos estratégicos.

iii) Detonação controlada: uso de detonadores electrónicos ou convencionais para fragmentação da rocha. A detonação ocorre de forma sequencial para reduzir vibrações e controlar deslocamentos indesejados. O uso de detonadores electrónicos tem sido fundamental para otimizar a eficiência e a segurança do processo, permitindo uma melhor sincronização das explosões e minimizando os impactos estruturais (Maidl et al., 2013).

iv) Ventilação: remoção de gases tóxicos e renovação do ar na frente da escavação. Esta etapa é fundamental para garantir a segurança da operação após a detonação. A explosão gera grandes quantidades de monóxido de carbono (CO), óxidos de nitrogénio (NOx) e poeira, tornando essencial a remoção rápida desses contaminantes.

v) Remoção do material escavado: transporte do material fragmentado para fora do túnel. Esta remoção pode ser feita por pás carregadoras, camiões basculantes ou correias transportadoras.

2.1.1.3. Suportes utilizados no NATM

O NATM adopta um método de suporte para estabilizar o perímetro do túnel através de betão projetado, ancoragens e outros sistemas de suporte, recorrendo ainda à monitorização para controlar a estabilidade (Chapman, et al., 2018).

A estabilidade de um túnel durante e após a escavação depende da implementação adequada de suportes primários e da aplicação de técnicas de melhoramento e estabilização do maciço. Esta

escolha depende das condições geotécnicas, do tipo de escavação e dos objetivos estruturais do túnel.

O suporte primário do túnel é responsável por garantir o suporte imediato do maciço e minimizar os efeitos da escavação no equilíbrio das tensões no solo ou na rocha. Os principais elementos de suporte incluem (Maidl et al., 2013):

- Betão projetado;
- Cambotas metálicas e perfis estruturais;
- Pregagens e ancoragens.

O betão projetado é amplamente utilizado na estabilização de túneis, sendo aplicado na superfície escavada e atuando imediatamente no suporte da cavidade, ajudando na redistribuição das tensões no maciço e prevenindo instabilidades (Maidl et al., 2013). É o elemento base do suporte inicial no método NATM.

A maturidade do betão refere-se ao tempo necessário para que atinja uma resistência suficiente para atuar eficazmente como suporte estrutural. A velocidade de endurecimento do betão projetado está directamente relacionada com a estabilização do maciço e com a limitação dos assentamentos (Maidl et al., 2013). Estudos demonstram que o suporte é mais eficaz quando a resistência inicial do betão projetado é suficientemente elevada nas primeiras 24 horas, reduzindo o risco de deformações e otimizando a interação entre o suporte e o maciço (Maidl et al., 2013).

De acordo com Maidl et al. (2013) o RIL 853 (conjunto de diretrizes técnicas alemãs desenvolvidas pela Deutsche Bahn (DB) para a construção de túneis ferroviários) indica que é necessária a verificação do desenvolvimento da resistência, além dos requisitos para a resistência à compressão aos 28 dias. Os tempos de ensaio para a determinação da evolução da resistência ao longo do tempo são os seguintes: 3 horas, 6 horas, 12 horas, 24 horas, 2 dias, 7 dias, e 28 dias. Os resultados destes ensaios devem ser representados em gráfico. As curvas de resistência desses gráficos servem de referência para futuros ensaios internos de controlo de qualidade.

O gráfico da Figura 10 ilustra a evolução típica da resistência à compressão de um betão (*shotcrete*) ao longo do tempo, desde minutos até 28 dias. A área a azul representa a variabilidade esperadas consoante a composição, relação água/cimento, temperatura, cura e uso de aditivos. Observa-se uma fase inicial com ganhos modestos nas primeiras dezenas de minutos, ~0,1 - 0,3 MPa, seguida de um incremento mais rápido nas primeiras horas, ~0,5 – 2,0 MPa entre 1-2 horas, atingindo ~5-10 MPa entre 5 – 10 horas. Por volta das 24 horas a resistência situa-se tipicamente entre 15 – 25 MPa, prosseguindo depois um crescimento lento até valores da ordem de 30 – 40 MPa aos 28 dias.

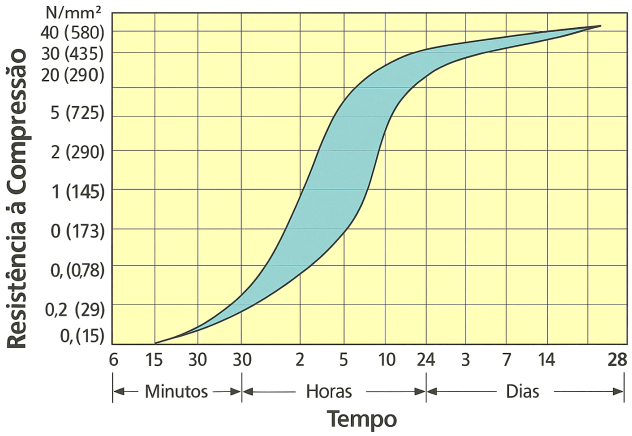

Figura 10 - Curva típica de evolução da resistência do betão projetado. Adaptado de Sauer & Mergelsberg (2004).

Cambotas metálicas são utilizadas em conjunto com o betão projetado para reforçar a estabilidade estrutural do túnel. São instaladas imediatamente após a escavação e formam um sistema de suporte híbrido, garantindo que o túnel mantenha a sua geometria (Maidl et al., 2013).

Pregagens e ancoragens permitem reforçar o suporte primário e controlar os deslocamentos do maciço.

2.1.1.4. Técnicas de melhoramento e estabilização

A estabilização do túnel pode ser reforçada por meio de técnicas de melhoramento do maciço, garantindo maior resistência e menor deformabilidade.

Uma das técnicas é a injeção de calda (*Grouting*) que consiste na injeção de calda sob pressão e é utilizada para reduzir a permeabilidade do solo e aumentar a sua resistência. Esta pode ser feita de forma a preencher os vazios do solo sem alterar a sua estrutura (*permeation grouting*), por mistura de solo e cimento através de jatos de alta pressão (*jet grouting*) e por injeção de calda controlada de forma a compensar assentamentos do solo durante a escavação de túneis (Chapman, et al., 2018).

Uma segunda técnica é a utilização de enfilagens para reforçar o maciço antes da escavação, garantindo estabilidade adicional em terrenos sensíveis. Existem diferentes tipos de enfilagem mas a enfilagem convencional (TAM – Tube-à-Manchette) utiliza tubos perfurados, previamente

instalados num pré-furo para injeção de calda de cimento e enfilagem auto-perfurante que utiliza tubos ocos que servem simultaneamente para perfuração e injeção, permitindo um processo mais rápido e contínuo (Chapman, et al., 2018).

2.1.2. Abordagem Tunelação Mecanizada

Na escavação mecanizada, o principal grupo de máquinas utilizadas é composto por tuneladoras, também designadas por *Tunnel Boring Machine* (TBM) na terminologia anglo-saxónica.

As TBM´s representam uma tecnologia importante para a escavação contínua de túneis e oferecem uma alternativa integrada que combina a escavação, o transporte do escombro e a instalação do revestimento. Estas são projectadas para avançar por meio de uma cabeça de corte que fragmenta o terreno, enquanto sistemas de propulsão garantem o avanço e mecanismos de remoção e extração do material escavado.

Existem na bibliografia dois tipos de classificação referentes às TBM: um em que são classificadas segundo parâmetros técnicos e operacionais e outro em que são classificadas em função do tipo e das condições do terreno e da necessidade de suporte à face da escavação. Na presente dissertação, utilizar-se-á a segunda classificação.

Existem então, no campo de aplicação teórico as TBMs para "Rocha dura" (*Hard Rock TBM*) e para Solos (*Soft Ground TBM*) (Chapman, et al., 2018).

Em rocha dura existem:

i) As gripper TBMs utilizam dispositivos hidráulicos (gripper shoes) que se fixam lateralmente ao maciço para criar a pressão necessária na face da escavação, avançando cíclicamente. São indicadas para condições de rocha estável, com baixa entrada de água.

ii) As Shield TBMs, que podem ser de escudo único ou duplo (telescópico), possuem um escudo frontal que sustenta o terreno, permitindo a instalação imediata do revestimento.

Na Figura 11, observa-se a estrutura de uma tuneladora *Gripper*. Segundo Brabant & Duhme (2017) estas tuneladoras são concebidas para taxas de avanço elevadas em rocha dura estável. O escudo frontal (1) suporta o acionamento principal (3), que, por sua vez, aciona a cabeça de corte (2). Os cilindros hidráulicos (4) permitem ajustar o tamanho e alinhar o escudo. O escudo encontra-se na extremidade do eixo principal (5) e é empurrado para a frente por cilindros hidráulicos (7), que transmitem a força ao terreno por meio dos grippers (8). Os apoios hidráulicos mantêm a

tuneladora no lugar enquanto os grippers são ajustados. A tuneladora está equipada com 6 máquinas de perfuração para instalar pregagens em rocha, o que é necessário para garantir a segurança (Brabant & Duhme, 2017).

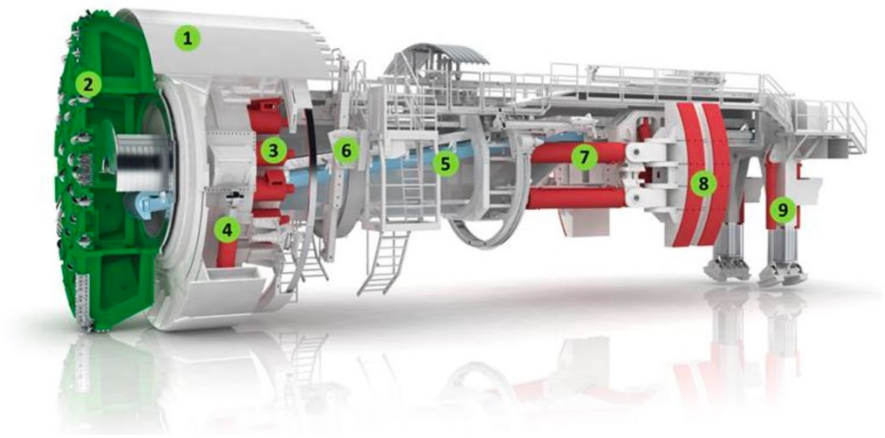

Figura 11 – Estrutura de uma TBM Gripper. Adaptado de Brabant & Duhme (2017).

A escolha de um modelo depende da estabilidade do terreno e da probabilidade de infiltração de água.

Em solo mole, a operação das TBM requere sistemas de suporte pressurizado na face da escavação pressurizados. Neste caso destacam-se quatro tipos:

i) As TBMs pressurizadas, nas quais a face da escavação é pressurizada com ar comprimido para ajudar a prevenir a infiltração de água e a aumentar a estabilidade.

ii) As *Slurry* TBMs que utilizam um fluido (geralmente água com bentonite ou outros aditivos) para estabilizar a face da escavação e transportar o material escavado.

iii) As *Earth Pressure Balance Machines* (EPBMs) aproveitam o material escavado, condicionado e transformado em massa plástica, para exercer pressão sobre a face de escavação, mantendo a estabilidade durante a escavação.

iv) As *MIx Shield* TBMs que integram as características da EPBM e Slurry TBM para opção de terrenos variados (Chapman, et al., 2018).

Estas classificações demonstram a adaptabilidade das TBMs às diversas condições geotécnicas permitindo a escolha mais adequada para cada situação com base na natureza do terreno e desafios operacionais esperados.

Dependendo das condições do solo e da presença de água podem ser necessárias medidas adicionais para estabilizar a frente de escavação, como descritas na Figura 12. Ao longo das faces laterais, a escavação, é sustentada pelo escudo.

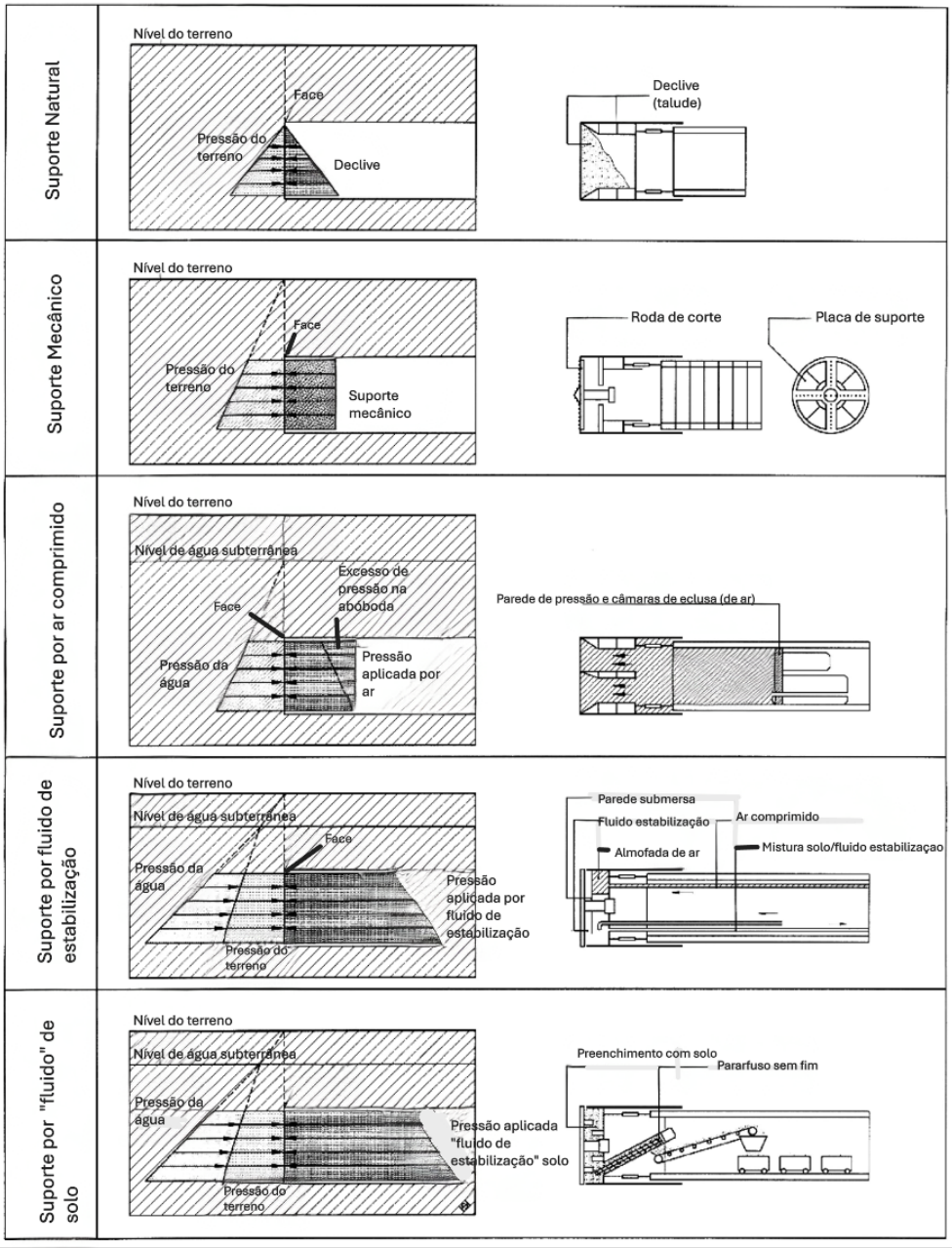

Figura 12 – Cinco métodos de suporte da face de escavação. Adaptado de Maidl et al. (2013).

Os assentamentos à superfície, especialmente em áreas urbanas, são de grande importância, pois podem representar riscos. Como se observa na Figura 13, o assentamento ao redor do escudo pode ter várias causas. Segundo Maidl et al. (2013), enquanto nos factores 7 e 8 normalmente não podem ser mitigados a um custo razoável e, portanto, devem ser considerados inevitáveis, as

causas numeradas como 1, 2, 3 e 4 podem ser minimizadas por meio de adopção de medidas apropriadas. As enumeradas como 5 e 6 podem ser mitigadas através da injeção precoce e suficiente de material anelar, que é criado atrás do escudo entre o revestimento sólido (tubo segmentado) e a superfície do solo escavado à medida que o escudo avança.

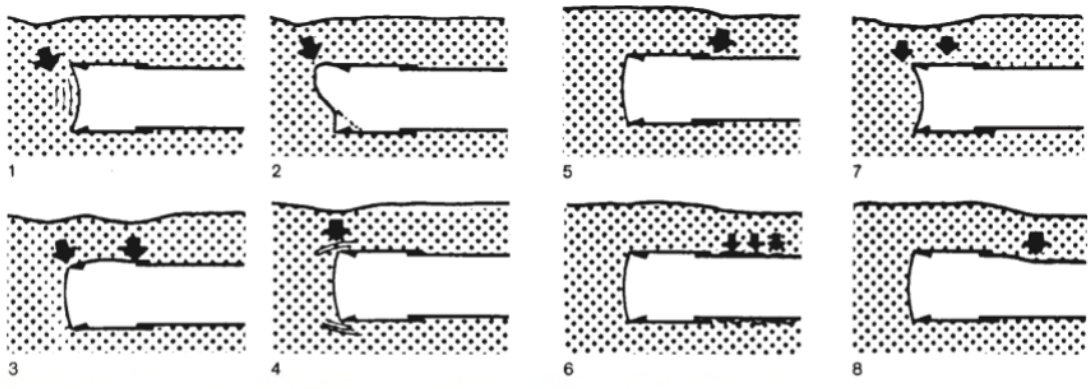

Figura 13 – Causas de assentamento numa escavação com escudo. Adaptado de Maidl et al. (2013).

2.1.3. Abordagem Tunelação Mecanizada vs. NATM

Sauer & Mergelsberg (2004) apresentam uma análise às técnicas de escavação de túneis, abordando as diferenças entre os métodos mecanizados (TBM) e os métodos de escavação manual ou semi-mecanizada (NATM). Segundo os autores, o NATM é mais eficaz para solos heterogéneos e instáveis, pois permite a adaptação do suporte conforme a resposta do solo. TBM é ideal para solos homogéneos, onde a frente de escavação pode ser protegida, continuamente. É também mais rápida que a NATM, tornando-a mais eficiente para projectos de longa distância. Esta discrepância pode, por vezes, ser compensada, utilizando frentes de escavação múltiplas. Relativamente à segurança na frente da escavação, o NATM exige monitorização constante, pois a frente de escavação permanece exposta, enquanto na TBM a frente está protegida, reduzindo riscos de colapsos e impactos na superfície. Esta é também mais eficiente para túneis retos e homogéneos, pois pode ter dificuldades com geometrias irregulares enquanto NATM permite escavações complexas, como estações subterrâneas e interseções curvas. Ao nível de custos e eficiência económica, o NATM tem um custo inicial mais baixo, pois não requer a aquisição de tuneladora, em contraste com o uso de TBM, que tem um alto custo inicial (aquisição da tuneladora) mas oferece economia em projectos de longa extensão.

Dentro deste contexto, os autores sugerem que existe uma zona de indefinição, onde a escavação mecanizada e não mecanizada podem ser consideradas igualmente (Figura 14), recomendando a aplicação de um design duplo (*Dual Design*). Este conceito, em certos projetos de túneis, pode ser vantajoso ao oferecer aos empreiteiros a liberdade de escolher diferentes métodos de escavação. Esta abordagem permite que os concorrentes apresentem propostas baseadas no método que melhor dominam, garantindo maior eficiência e maior potencial de redução de custos. Logo, o conceito de Dual Design pode equilibrar custo, eficiência e segurança, garantindo flexibilidade de escolha da tecnologia, incentivando a participação de mais empresas, aumentando a competitividade e podendo levar a propostas mais inovadoras e económicas.

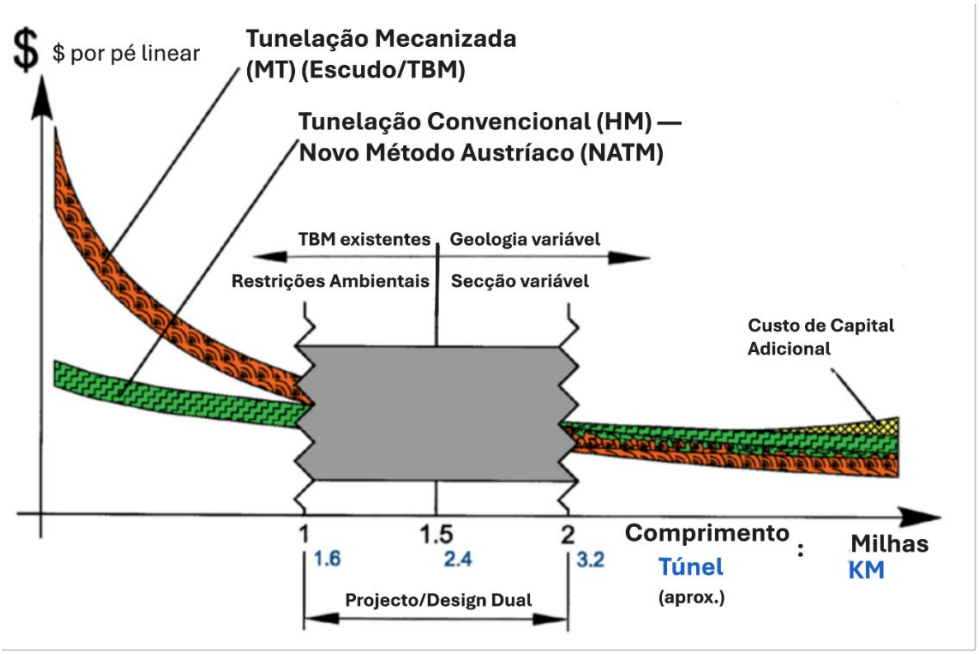

Figura 14 – Custo do túnel da escavação mecanizada (MT) versus escavação manual (HM) ao longo do comprimento do túnel. Adaptado de Sauer & Mergelsberg (2004).

Como se observa na Figura 14 existe uma zona de baixo custo (NATM) – curta distância (2,4km) onde NATM apresenta custos menores. Uma zona de alto custo inicial (TBM) numa fase inicial onde o custo de escavação diminui progressivamente, compensando o alto investimento da tuneladora. Em projetos longos (>3,2km), a alta produtividade da TBM reduz o custo total por unidade de comprimento, tornando-a uma melhor escolha económica. Por último, existe uma zona de indefinição, onde é recomendado o *Dual Design*, entre 1,6 km a 2,4km onde tanto NATM quanto TBM podem ser considerados viáveis. A decisão depende de fatores como as condições geotécnicas, as restrições ambientais e as alterações na secção do túnel. Embora a TBM reduza o

custo por unidade à medida que o túnel se estende, existem fatores que podem gerar custos adicionais no final da escavação, tais como a desmobilização e desmontagem da TBM ou a possível necessidade de criar um poço extra para a saída da TBM, entre outros, conforme a especificidade do projeto.

2.2. Importância da Prospeção Geotécnica em Projetos de Túneis

A geologia é um fator crucial em diversas decisões fundamentais no projeto e na construção do túnel, desde a determinação da sua viabilidade e do custo até à avaliação do seu comportamento estrutural. Ao contrário de outras estruturas, nos túneis, o próprio maciço atua como suporte, devendo ser considerado, pelo projetista e pelo construtor, um "material de construção". As suas características são tão importantes quanto o betão ou o aço utilizados em outros aspectos do trabalho (Bickel et al., 1996).

Segundo Chapman et al. (2018) a investigação geotécnica é essencial na construção de túneis, pois permite obter os parâmetros geotécnicos e orientar na escolha da técnica de construção ou método construtivo. Este conhecimento é decisivo para influenciar o resultado do projeto, em termos de custos e cronograma, sendo que, nas fases iniciais, se consegue maior influência sobre custos e prazos. Assim, os resultados da investigação geotécnica podem ser um fator determinante nas decisões iniciais do projeto.

A investigação geotécnica é definida como o conjunto de estudos associados a um local de construção de túnel, abrangendo tanto as investigações à superfície como as sub-superficiais (em profundidade). A investigação do subsolo (*ground investigation*) é considerada uma subcategoria da investigação geotécnica, focando-se especificamente na caracterização das condições subterrâneas. O seu objectivo é criar um modelo 3D completo do local, identificando riscos e prevendo os impactos associados à escavação. Estes riscos podem ser avaliados e mitigados através da aplicação de técnicas de construção apropriadas. A informação recolhida é atualizada à medida que a obra avança, permitindo ajustar o modelo do terreno (e.g., Kolymbas, 2008; Maidl et al., 2013).

O conhecimento do subsolo permite identificar antecipadamente zonas críticas e planear intervenções específicas, como, por exemplo, injeções, drenagem ou alterações ao traçado. Permite também fundamentar um planeamento de risco eficaz, permitindo evitar surpresas

técnicas que possam comprometer a segurança ou os custos da obra (Kolymbas, 2008; Maidl et al., 2013).

A Figura 15 apresenta os diversos componentes essenciais da investigação geotécnica, de acordo com Chapman et al. (2018) incluindo as etapas de investigação correspondentes a cada fase do desenvolvimento do projeto. O processo inclui estudo prévio (*desk study*), reconhecimento local (*site reconnaissance*), investigação do subsolo (*ground investigation*). O resultado deste processo é o relatório de investigação geotécnica que sintetiza os dados obtidos e orienta as decisões do projeto. Os autores salientam que os dados recolhidos na fase inicial não são definitivos, uma vez que o modelo geotécnico deve ser atualizado continuamente à medida que novas informações se tornam disponíveis ao longo da execução do projeto.

Chapman et al. (2018) referem também que a visão tradicional sugere que quanto maior o investimento em investigação geotécnica, menor a probabilidade de custos adicionais causados por imprevistos. O investimento em investigação geotécnica ronda entre 1% a 3% do custo total do túnel, sendo essencial aplicá-lo estrategicamente. Este valor é considerado insignificante, quando comparado com os potenciais custos adicionais decorrentes de uma investigação insuficiente. Existem evidências que sustentam esta abordagem, pelo que tomar decisões informadas sobre a forma como os recursos são utilizados é fundamental. Estas decisões devem ter uma abordagem baseada no risco, maximizando o impacto dos recursos disponíveis e minimizando a possibilidade de negligenciar fatores críticos.

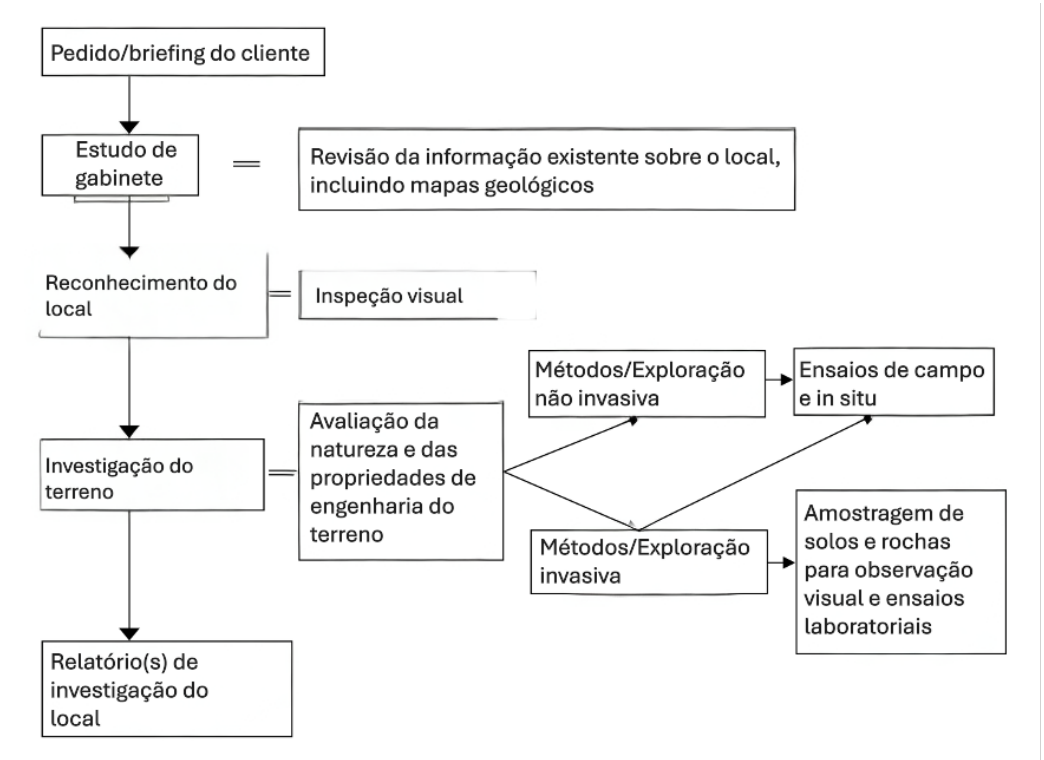

Figura 15 - Elementos de uma investigação geotécnica típica. Adaptado de Chapman et al. (2018).

A incerteza quanto às condições do terreno é uma das principais causas de derrapagens orçamentais e de litígios contratuais. Estudos realizados nos Estados Unidos indicam que mais de 55% das reclamações em contratos de túneis nos Estados Unidos se devem a condições geológicas imprevistas, número que é inversamente proporcional à qualidade da investigação geotécnica realizada, como se observa na Figura 16 (Kolymbas, 2008).

Metros de sondagens de prospecção por metro de traçado de túnel	Reclamações relativamente ao preço de proposta
0.5	30-40%
1	$< 20\%$
1.5	$< 10\%$

Figura 16 - Influência da investigação geotécnica nas reclamações (contratuais). Adaptado de Kolymbas (2008).

A ausência de dados geotécnicos adequados pode conduzir ao aumento de reclamações e custos adicionais durante a obra, principalmente quando estas situações imprevisíveis ocorrem em fases avançadas de construção, em que o orçamento e o tempo disponível já se encontram limitados (Kolymbas, 2008).

2.2.1. Investigação Geotécnica Reconhecimento Preliminar

Na fase de reconhecimento preliminar de uma investigação, procede-se à recolha de informação existente, como cartografia geológica e estudos anteriores, complementada por observações diretas em campo. Esta informação é utilizada para caracterizar, de forma geral, o terreno, identificar e mapear zonas críticas (falhas, planos de fraqueza, zonas de alteração), planear as fases subsequentes e obter uma estimativa de custos dessas fases (e.g., Oliveira, 1975, 1986; González de Vallejo & Ferrer, 2011; Chaminé & Fernandes, 2023).

Segundo Kolymbas (2008) esta investigação envolve uma análise detalhada da informação existente (estudo documental), que pode incluir cartas topográficas, geológicas e hidrogeológicas, fotografias aéreas, bem como dados de obras próximas. Esta etapa também é complementada por inspeções de campo (*walkover survey*) e cartografia geológica ao longo do alinhamento previsto. O objectivo é verificar o grau de exequibilidade da obra, prever a influência da geologia na escavação e no suporte, e determinar se são necessárias investigações adicionais (e.g., OE – Ordem dos Engenheiros, 2020; Norbury, 2020; Chaminé & Fernandes, 2023; Fernandes & Chaminé, 2023).

Esta fase é essencial para a definição do traçado provisório do túnel e para a escolha de variantes alternativas que possam optimizar custos, prazos e a segurança da obra.

2.2.2. Investigação Geotécnica no Terreno: Métodos Destrutivos e Não Destrutivos

A investigação geotécnica no terreno é fundamental na conceção e execução de um túnel, especialmente quando aplicado o método NATM, um método construtivo adaptativo. A obtenção de informação fiável sobre o comportamento do terreno e da água subterrânea é fundamental para o desenvolvimento de conhecimento geológico robusto que permita tomar decisões tecnicamente informadas e fundamentadas e que se ajustem durante a escavação. A investigação geotécnica no terreno envolve ensaios *in situ* e serve para complementar a informação adquirida na fase anterior.

Tal como refere Parker (1996) no *Tunnel Engineering Handbook*, não existe um procedimento rígido ou uma lista pré-definida de tarefas a executar. Pelo contrário, existe uma grande flexibilidade quanto ao âmbito e à profundidade das investigações geotécnicas a realizar, as quais devem ser cuidadosamente definidas em função das características específicas de cada projeto.

Neste contexto, a investigação geotécnica complementar assume-se como uma ferramenta imprescindível para mitigar riscos, apoiar a escolha do traçado, definir metodologias construtivas adequadas e optimizar soluções de suporte e de revestimento do túnel. A correcta caracterização do maciço atravessado, quer em termos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos, constitui a base para o sucesso de um projecto seguro, eficiente e economicamente sustentável.

Segundo Maidl et al. (2013) esta fase permite obter dados mais rigorosos e representativos das propriedades físicas e mecânicas dos solos e das rochas. Estes dados resultam essencialmente de ensaios laboratoriais realizados sobre amostras recolhidas durante as campanhas de sondagens geotécnicas, com o objectivo de validar e melhorar os modelos geotécnicos. A correcta planificação dos ensaios deve ser articulada com o planeamento global da investigação geológico-geotécnica, os cálculos de projecto e as condicionais do processo construtivo, sendo fundamental adaptar o programa de investigação às especialidades de cada projecto.

Maidl et al. (2013) refere que a função dos ensaios laboratoriais é fornecer parâmetros de deformabilidade e resistência que alimentam cálculos de dimensionamento das estruturas de suporte e de revestimento, permitindo também a validação das hipóteses assumidas em fase de projecto.

Relativamente à representatividade e à extrapolação dos dados laboratoriais, este autor realça a necessidade de que os resultados dos ensaios laboratoriais sejam representativos e extrapoláveis para a generalidade do traçado do túnel, salvaguardando situações especiais, como zonas de falha, fracturação intensa ou presença de infraestruturas sensíveis.

Segundo Chapman et al. (2018) os métodos de investigação no terreno podem-se dividir em duas grandes categorias: métodos destrutivos, que envolvem a remoção de solo ou rocha, ou a perfuração, e métodos não destrutivos, que utilizam técnicas indirectas para caracterizar o subsolo sem o perturbar significativamente.

Nos métodos destrutivos destacam-se:

i) Sondagens rotativas (*boreholes*), que permitem obter testemunhos e informações diretas sobre a litologia e as estruturas geológicas.

ii) Poços de ensaio ou de reconhecimento (*trial pits*), úteis em zonas superficiais para observação directa do terreno.

iii) Ensaios *in situ*, como o pressiómetro que fornece parâmetros de deformabilidade do terreno, o ensaio de carga (plate loading) aplicado à avaliação da capacidade de carga; ensaios de penetração tipo SPT e CPT e os ensaios de permeabilidade no furo, in situ, (*borehole permeabilty tests*), usados para caracterizar o regime hidráulico de solos ou rochas como ensaios de Lefranc (em solos) ou ensaio de Lugeon (maciços rochosos).

Os métodos não destrutivos incluem técnicas geofísicas como:

i) Sísmica de refração e reflexão, utilizada para estimar velocidades sísmicas e identificar descontinuidades ou interfaces geológicas.

ii) Resistividade eléctrica, que permite caracterizar zonas de diferentes resistividades, muitas vezes associadas à presença de água, cavidades ou materiais alterados.

Estas abordagens não invasivas são frequentemente utilizadas como complemento às sondagens, permitindo interpolar a informação entre pontos de investigação direta, cobrir áreas inacessíveis e melhorar a resolução espacial do modelo geotécnico.

Segundo Kolymbas (2008) a aplicação de métodos geofísicos não invasivos tem vindo a desempenhar um papel cada vez mais relevante na investigação geotécnica aplicada à engenharia de túneis. Estas técnicas, como a tomografia sísmica (distribuição espacial das propriedades do meio), permitem cobrir áreas extensas e detectar zonas de fraqueza ou alterações no maciço rochoso de forma eficiente e contínua. Relativamente a este tema Kolymbas (2008) refere:

Uma das situações mais indesejáveis na escavação de túneis é encontrar zonas inesperadas ou obstáculos, como cavidades, fissuras com água, inclusões, falhas preenchidas com material mole, entre outros. Por isso, tenta-se explorar o maciço à frente da exploração não apenas por meio de sondagens, mas também por métodos geofísicos. Estes últimos têm como objectivo obter imagens do terreno em tempo real sem necessidade de interromper a escavação.

A escolha criteriosa dos métodos a aplicar, a densidade (quantidade) e a distribuição dos pontos de investigação, e a correcta informação sobre a informação recolhida são determinantes para garantir a segurança, a eficácia técnica e a minimização de litígios contratuais ao longo do ciclo de vida da obra subterrânea.

Segundo Chapman et al. (2018) estes métodos podem ser utilizados em todas as fases do projecto, ou seja, na investigação preliminar, de concepção, de controlo e na manutenção.

[página propositadamente em branco]

Capítulo III

Tópicos Sobre Caracterização e Fiscalização de um Troço de Escavação Subterrânea Urbana: O Caso do Metro do Porto

[página propositadamente em branco]

3. Tópicos Sobre Caracterização e Fiscalização de um Troço de Escavação Subterrânea Urbana: O Caso do Metro do Porto

3.1. Contextualização do Projeto

O projeto do Metro Ligeiro do Porto, na Área Metropolitana do Porto (AMP), constitui uma das mais relevantes infraestruturas de mobilidade urbana desenvolvidas em Portugal desde os anos 90, do século XX, com o objetivo de responder às crescentes necessidades de transporte coletivo na região (Azevedo, 2020).

Segundo Azevedo (2020) A proposta inicial surgiu com o estudo "Transporte Coletivo em Sítio Próprio" (1989), conduzido pela Sociedade dos Transportes Coletivos do Porto (STCP), que recomendava um sistema ferroviário eletrificado como alternativa mais eficiente na AMP.

Em 1991 realizou-se o estudo de viabilidade para uma linha entre Senhor de Matosinhos e Santo Ovídeo, hoje correspondendo parcialmente à linha Azul (A) e Amarela (D). Em 1993, foi criada formalmente a Sociedade Metro do Porto, S.A., responsável pelo desenvolvimento do projeto, e, em 1994, foi lançado o concurso internacional para a primeira fase da rede de Pré-Qualificação para a concepção, construção, equipamento e operação do Sistema de Metro Ligeiro da AMP. Esta incluía quatro linhas com cerca de 70 km, e a operação iniciou-se em janeiro de 2003, com a abertura do troço Trindade-Senhor de Matosinhos.

A expansão da rede foi célere, atingindo, em 2006, cerca de 60 km de extensão, com 69 estações (7 km em túnel). Em 2007, o Memorando de Entendimento entre o Governo e a Junta Metropolitana do Porto estabeleceu novos objetivos estratégicos para o desenvolvimento do projeto até 2020. As fases seguintes previam extensões a Gondomar, Trofa e Vila Nova de Gaia.

Algumas dessas extensões foram concluídas em 2011, nomeadamente o troço Estádio do Dragão-Fânzeres (Linha F) e o de João de Deus-Santo Ovídeo (Linha D), totalizando cerca de 67 km de rede e 81 estações.

Segundo Azevedo (2020), em 2016, no âmbito do Programa Nacional de Reformas, o Governo retomou o planeamento da expansão das redes de metro de Lisboa e Porto. A Metro do Porto propôs, com base num estudo de avaliação de procura, a criação da Linha Circular (Linha G ou Rosa), entre São Bento e Casa da Música, via Praça da Galiza e o prolongamento da Linha Amarela até Vila d'Este, com passagem pelo Hospital Santos Silva.

Estas intervenções foram integradas no Orçamento de Estado de 2017, com financiamento aprovado de 240 milhões de euros. A linha Circular, com traçado subterrâneo, visa mitigar o congestionamento no centro urbano, encurtar tempos de deslocação, melhorar a frequência do serviço e promover uma transferência modal do transporte individual para o coletivo, com benefícios socioeconómicos e ambientais, conforme demonstrado na análise custo-benefício do projeto (Metro do Porto, 2019). Segundo esta análise, "os resultados obtidos demonstram que o projeto da Linha Rosa não apresenta rentabilidade financeira, na óptica do projeto "..." A contribuir para estes resultados estão os elevados custos de investimento, não recuperados pelas receitas operacionais".

No entanto, conforme descrito no mesmo estudo (Metro do Porto, 2019) "os resultados obtidos demonstram que o projeto da Linha Rosa apresenta rentabilidade económica, dado que gera benefícios económicos superiores ao custo... "..." o que justifica a sua implementação e, consequentemente, a alocação de fundos comunitários. ".

Na análise aos investidores, o documento refere que "Todos os *stakeholders* analisados registam benefícios importantes, destacando-se os ganhos de tempo de viagem por parte dos utilizadores do sistema de transportes e, com menor expressão, as reduções dos custos de produção por parte dos produtores."

Pelo descrito os impactos qualitativos a redução significativa do tempo de viagem e aumento da acessibilidade ao centro histórico (inclusão de zonas menos servidas como o Hospital Santo António e a Praça da Galiza) com menor contributo para as alterações climáticas, menor poluição sonora e acidentes rodoviários, integração na rede existente e potencial de regeneração urbana nas áreas vizinhas servidas pelas novas estações.

3.2. Caracterização Geológica e Geotécnica

3.2.1. Enquadramento dos Túneis

Os túneis da Linha G do Metro do Porto desenvolvem-se entre estações, atravessando predominantemente o maciço granítico da cidade. O traçado inclui diversas particularidades construtivas, como as intersecções das galerias de ligação entre os túneis e os poços de ventilação e emergência e a zona de contacto com o túnel da futura Linha de Gaia (Linha Rubi), junto à estação Boavista/Casa da Música (Figura 18). Estas áreas implicam soluções construtivas especiais, adaptadas às características de cada situação e às especificidades geotécnicas locais (Metro do Porto, 2019; Azevedo, 2020; Ferrovial-ACA, 2022).

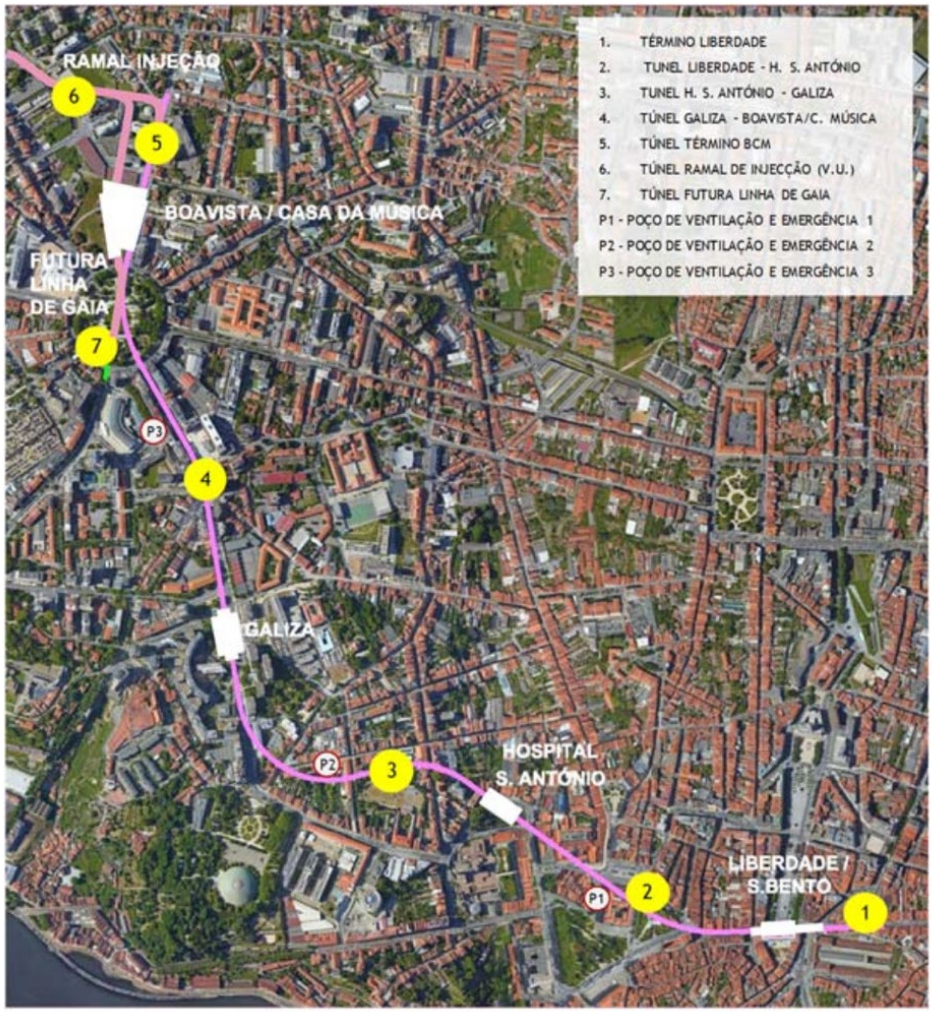

Figura 17 - Localização de Túneis e Poços. Adaptado de Azevedo (2020)

Na Figura 18 observa-se o desenvolvimento do traçado subterrâneo da nova linha Rosa do Metro do Porto, ligando a zona da Liberdade/São Bento à Casa da Música, passando interfaces relevantes

como o Hospital de Santo António e a Praça da Galiza. Estão assinalados os diferentes troços de túnel, bem como os ramais de injecção, as futuras ligações (como prevista para a cidade de Gaia) e os poços de ventilação e emergência (P1, P2 e P3). Este traçado evidencia a complexidade técnica e urbana da obra, na qual a proximidade às infraestruturas críticas, a necessidade de articulação com linhas existentes e a inserção urbana condicionam as metodologias construtivas.

3.2.2. Enquadramento Geológico-Geotécnico da Linha G

A Linha G situa-se na cidade do Porto, entra na Praça da Liberdade e na Praça Mouzinho de Albuquerque, inserida no contexto do maciço granítico do Porto. O granito do Porto corresponde a um granito de grão médio a grosseiro, de cor clara, com duas micas, classificado como granito alcalino leucocrata (Almeida, 2016). Constitui o principal substrato rochoso da região. Está associado à orogenia Varisca (ou Hercínica), com idade aproximada de 310-312 milhões de anos (Almeida, 2016; Ribeiro et al., 2017). Apresenta grau de alteração variável, desde rocha sã cinzenta a solo residual castanho-amarelado. Em várias áreas, encontra-se profundamente alterado por processo de caulinização, o que originou jazidas importantes de caulino, como os da Senhora da Hora e os de São Gens (Begonha & Sequeira Braga, 2002; COBA, 2003). O granito apresenta uma rede densa de fracturação e quase sempre profundamente alterado, facilitando a circulação das águas de infiltração, dando origem a numerosas nascentes e permitindo a instalação de poços e minas, abundantes na área urbana (e.g., Carríngton da Costa & Teixeira, 1957; Chaminé et al., 2003; Afonso et al., 2009, 2010; Chaminé et al., 2010, 2015).

Ao longo da linha G, observa-se variação do perfil de alteração do maciço. De acordo com os dados disponíveis nas sondagens geotécnicas realizadas, observa-se a presença significativa de solos residuais graníticos (zona geotécnica G6) e de maciços decompostos (G5), com profundidades superiores a 10 m.

Os solos G5 e G6 apresentam uma resistência à penetração (NSPT) inferior a 50 pancadas e superior a 50 pancadas, respectivamente, e com permeabilidades entre 10^{-8} e 10^{-6} m/s, correspondendo a solos com permeabilidade reduzida (Tabela 1). Os ensaios de Lefranc confirmam a variabilidade com algumas sondagens a apresentarem valores na ordem de 10^{-5} m/s, revelando permeabilidade média.

A Figura 18 apresenta um excerto da Folha 9-C da Carta Geológica de Portugal, centrada na Boavista.

Figura 18 - Enquadramento Geológico do troço Praça da Galiza-Casa da Música com base na Carta Geológica de Portugal (Folha 9-C – Porto: Carríngton da Costa & Teixeira, 1957). Ym – Granito alcalino, de grão médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas (Granito do Porto); Q1 - Depósitos de praia (80-90 m); Qp – Formação areno-pelítica de cobertura.

Já os ensaios de Lugeon (níveis rochosos G4 e G3) identificaram, nas zonas de PK 1+680, valores superiores a 10 UL, indicando possível interligação de fraturas abertas. Em casos pontuais, PK 0+220 e PK 1+680, os valores de Lugeon excederam os 10 UL, com registo de pressão não estabilizada, enquanto os valores de permeabilidade Lefranc se mantinham entre 10^{-5} e 10^{-7} m/s. Esta divergência pode ser interpretada como evidência de fracturação hidráulica induzida (um fenómeno que ocorre quando a injeção aplicada (≅10 bar), durante o ensaio de Lugeon, ultrapassa a resistência estrutural local da rocha, promovendo a abertura de fraturas existentes ou a criação de novas microfracturas). Contudo, os ensaios em que a pressão não se manteve, evidenciando escoamento rápido da água, devem ser interpretados como indicativos de permeabilidade elevada e/ou presença de zonas drenantes/fraturas interligadas, com potencial para afluências súbitas.

Tabela 2 - Resumo dos resultados dos ensaios de permeabilidade Lugeon e Lefranc apresentados do Projeto de Execução na Linha Circular do Metro do Porto (Metro do Porto, 2019).

Sondagem	**PK**	**Profundidade (m)**	**Lugeon (UL)**	**Permeabilidade Lefranc (m/s)**
S1	Ramal1	15-30	3.7, 2.1,1.1	n.a.
S12	1+760	19-24	*	1.5E-5, 1.1E-5
S15	1+390	19.7-35.1	*, *, *, 7.2	n.a.
S21	0+890	25-30	9.2	5.0E-7, 1.2E-6
S22	0+860	25-30	4.9	1.2E-6, 1.3E-5
S29	0+220	18-23	18.4	1.3E-5, 2.0E-7
S31	PV44	20-30	6.1, 1.8	n.a.
SCA1	0+990	26-31	2.7	1.7E-7, 8.9E-8
SGC1	1+680	14.1-29.9	*, 11.8, 3.1	3.9E-6
SCT3	3+000	13-28	12.3, *, 6.9	12.3E-6 (estimado)

*- pressão não estabilizada (zona altamente permeável ou fracturada). Fonte: P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04

Do ponto de vista geoestrutural, o maciço apresenta fraturação intensa, com orientações predominantes NNE-SSW, NNW-SSE e ENE-WSW e inclinações subverticais (e.g., Chaminé et al., 2003; Araújo et al., 2003; COBA, 2003; Santos, 2019). Esta rede de fraturas está documentada por diversos autores (e.g., Afonso et al., 2009, 2010, 2019; Chaminé et al., 2010; Freitas et al., 2019), sendo identificada como a principal responsável pelo escoamento subterrâneo no subsolo urbano do Porto. Estas geoestruturas criam planos preferenciais de circulação de água, especialmente relevantes durante escavações subterrâneas.

Entre a Praça da Liberdade e a Casa da Música, observa-se um perfil topográfico globalmente ascendente, partindo de uma depressão urbana na Baixa, atravessando uma encosta de transição Carregal/Hospital de Santo António, estabilizando-se num patamar amplo na Rotunda da Boavista, onde predominam os aterros urbanos heterogéneos (G7). A linha piezométrica costuma acompanhar o relevo superficial, aproximando-se da superfície nas zonas mais baixas. Superficialmente, o traçado intercepta também depósitos aluvionares recentes, associados a antigos talvegues, e aterros urbanos heterogéneos, constituídos por materiais arenosos, silto-argilosos e elementos antrópicos, sobretudo junto às estações.

Ao longo do seu desenvolvimento, o traçado intercepta três linhas de água superficiais afluentes do rio Douro: o rio de Vila, a ribeira das Virtudes (ou rio Frio) e a ribeira de Vilar. Estas ribeiras encontram-se actualmente encanadas, mas os seus vales, muitas vezes aterrados, correspondem a zonas com potencial para circulação de água subterrânea (e.g., Chaminé et al., 2010, 2014; Freitas et al., 2014; Afonso et al., 2016, 2019). A intercepção com estas linhas de água ocorre, respectivamente, nas estações da Liberdade, de Santo António e da Galiza, onde foram observados depósitos aluvionares e, em alguns casos, galerias hidráulicas subterrâneas (minas) escavadas no maciço (e.g., Chaminé et al., 2014; Afonso et al., 2016; Santos, 2019).

3.2.3. Análise do zonamento geotécnico ao longo do perfil longitudinal do túnel entre as estações Galiza e Casa da Música

A análise do zonamento geotécnico presente na Planta e no Perfil Longitudinal do Túnel, Fase Execução (fonte: P-PR-LI-800-TU-DS-SCN-001008/09/10), ao longo do perfil longitudinal do túnel, entre as estações Galiza e Casa da Música, revela uma significativa variabilidade litológica e de grau de alteração do maciço granítico com implicações directas no método de escavação e nas medidas de suporte. As distribuições espaciais das unidades geotécnicas revelaram, no início do troço, ao PK 1+840, um depósito aluvionar classificado como G7, com nível freático elevado. Este material de natureza arenosa e pouco consolidada, representa uma zona de elevada vulnerabilidade para a escavação com um risco potencial de instabilidade e afluência súbita de água.

Nos troços seguintes, PK 1+870 e PK 2+000, predominam os solos residuais graníticos (G6) e o granito decomposto (G5) com espessuras superiores a 20 m. A partir do PK 2+000 uma transição progressiva para um granito medianamente alterado (G3) e, posteriormente, para granito pouco alterado (G2), sobretudo entre os PK 2+080 e PK 2+180. A partir deste PK, inicia-se novamente uma transição progressiva para granito medianamente alterado (G3) até o PK 2+280. No último segmento do troço, até ao PK 2+360, observa-se, essencialmente, a presença de granito decomposto (G5) e, em seguida, o perfil estabiliza-se com a presença de solos residuais (G6) até ao PK 2+620 (fonte: P-PR-LI-800-TU-DS-SCN-001008/09/10).

Além dos dados obtidos nas sondagens e ensaios in situ, a caracterização geotécnica do troço Praça da Galiza-Casa da Música foi complementada por ensaios laboratoriais sobre amostras de rochas e solos residuais, permitindo a estimativa de parâmetros de resistência. As rochas das zonas G4 e G3 apresentaram valores de resistência à compressão simples (UCS) entre 2 e 35 MPa, enquanto os níveis G2 atingiram valores até 80 MPa (Tabela 2). O módulo de elasticidade variou entre 1.5 e 8.6 GPa para G3 e G4 e, até 48 GPa para rocha pouco alterada G2, refletindo o aumento progressivo da rigidez com a profundidade e menor grau de alteração. A porosidade também mostrou várias variações significativas, oscilando entre 10 e 15% para G4 e G3 e menos de 3% em G2.

Tabela 3 - Correlação entre porosidade, resistência e rigidez do maciço granítico no troço Galiza – Casa da Música

Zona Geotécnica	Grau de alteração	Porosidade (%)	Resistência UCS (MPa)	Módulo de Elasticidade, E (GPa)
G4	W4	10-15	2-20	1.5 – 4.5
G3	W3	5-9	10-35	3.0 – 8.6
G2	W2	<3	35-80	Até 48

Fonte: P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04

A seguir, na Tabela 4, apresentam-se os valores médios de referência adotados pelos principais parâmetros geotécnicos de cada classe, nomeadamente o módulo de deformabilidade, a massa volúmica, a coesão, o ângulo de atrito interno e o coeficiente de repouso e o coeficiente de impulso..

Tabela 4 - Parâmetros geológico-geotécnicos

Classe	Módulo de Deformabilidade E (MPa)	Massa Volúmica, γ (kN/m^3)	Coesão, c` (kPa)	Atrito Interno, ϕ'(°)	K_0
G2	1800	26.0	350	50	0.70
G3	1500	24.0	200	45	0.70
G4	500	22.0	100	40	0.50
G5	120	20.0	25	35	0.40
G6	45	19.0	5	28	0.35
G7	10	19.0	0	28	0.55

Fonte: P-PR-LI-8000-GE-MD-SCN-000001-03, Quadro 10.1

3.3. Concepção Construtiva e Estrutural dos Túneis da Linha G

3.3.1. Escavação Subterrânea – Método NATM aplicado à Linha G

A escavação dos túneis foi realizada através do método NATM – New Austrian Tunneling Method (ITA–Austria, 2012). Este método baseia-se na escavação em secção plena, suportada por betão projetado e por armações metálicas, permitindo adaptar a estrutura de suporte à variabilidade do maciço e controlar as deformações desde os primeiros momentos.

Na Linha G do Metro do Porto, este método foi adaptado às condições geológico-geotécnicas do maciço granítico identificado ao longo do traçado. A metodologia aplicada está detalhada na Ficha de Apoio à Gestão FAG-000038-03, a qual estabelece a sequência da escavação e procedimentos.

3.3.1.1. Organização da escavação

A escavação foi estruturada em duas fases principais, correspondentes à geometria do contorno escavado:

- Frente de escavação, abóbada e hasteais: executada em avanço inicial representa a parte superior e zona intermédia e lateral permitindo o acesso à base
- Arco invertido (ou contra-abóbada): executado após fecho das hasteais, confere estabilidade estrutural ao túnel e encerra o anel de suporte.

3.3.1.2. Tipos de escavação e modos operatórios

O processo executivo é organizado em sub-atividades sequenciais; inicia-se com o tratamento do terreno (se previsto), seguido por escavação, remoção de escombro, saneamento, cartografia, contenção primária, verificação topográfica, monitorização, execução de aterro provisório da soleira.

A escavação é realizada em 2 fases principais:

- Fase 1 - avanço da secção plena
- Fase 2 - execução de arco invertido (contra abóbada), como encerramento estrutural

3.3.1.3. Tratamentos prévios

O tratamento do terreno pode ser aplicado na zona do teto (abóbada) e/ou na frente da escavação, incluindo colunas de *jet grouting*, enfilagens tubulares, injecção repetida selectiva (IRS), conforme projecto.

3.3.1.4. Escavação (mecânica ou com explosivos)

A escavação pode ser executada mecanicamente ou com o uso de explosivos. Mecanicamente, com recurso a uma retroescavadora com martelo hidráulico ou a uma escavadora do tipo ITC. Com recursos a explosivos, mediante autorização do ATE e da Fiscalização, com o uso de jumbo de perfuração e de perfuração húmida.

O processo de desmonte a fogo inclui:

- Furação, conforme plano de fogo;

- Carregamento e detonação da pega;
- Ventilação forçada;
- Verificação da qualidade do ar;
- Remoção de escombro;
- Avaliação da frente após o rebentamento;
- Saneamento de blocos soltos.

3.3.1.5. Remoção de escombro

A remoção é realizada com pás carregadoras ou equipamento similar, que transporta o material directamente para o exterior ou por via de camiões ou 'dumpers'. Durante esta operação não são permitidas outras atividades na zona da frente.

3.3.1.6. Saneamento

Após cada avanço, é realizada cartografia geológico-geotécnica da frente, visando ajustar ou validar o tipo de contenção a ser aplicado. Esta caracterização é essencial para o ATE definir, conforme o comportamento do maciço, se a solução prevista se mantém ou se altera.

3.3.1.7. Contenção Primária

Inclui as seguintes soluções, combinadas ou não:

- Betão projetado – selagem inicial e revestimento provisório;
- Pregagens expansivas tipo Swellex;
- Rede electrossoldada;
- Cambotas metálicas;

A aplicação de betão projetado é feita em camadas, com dosagem ajustada do acelerador de presa e controlo dimensional.

3.3.1.8. Verificação topográfica

Após cada fase de escavação, verifica-se a geometria com topografia de controlo. Se a secção estiver fora do perfil de projeto, procede-se à reperfilagem.

3.3.1.9. Execução de aterro provisório da soleira

Após execução do arco invertido é executado um aterro provisório da soleira, permitindo a circulação de equipamentos.

3.3.2. Seções Tipo, Tratamento de Reforço e Critérios de Aplicação

A escolha da secção-tipo ao longo do traçado dos túneis da Linha G do Metro do Porto foi determinada por critérios geotécnicos, geométricos e operacionais. A seguir, apresenta-se na Tabela 4 (uma tabela comparativa entre as principais seções utilizadas nos túneis de via dupla: S, M, R3 e R2) com as soluções admissíveis no projecto sendo a sua acção condicionada pelas condições reais e instruções da assistência técnica especializada (ATE) designada pelo dono de obra. Este resumo integra os elementos fundamentais para a caracterização estrutural e construtiva de cada tipologia, incluindo os tratamentos previstos para a frente e abóbada, os revestimentos a aplicar e as repetivas condições geomecânicas de aplicabilidade

Tabela 5- Tabela técnica-resumo das secções-tipo dos túneis da Linha G.

Secção Tipo	Geometria Aproximada	Situação Geotécnica	Avanço	Tratamento Frente	Tratamento Tecto	Revestimento
S (Via Dupla)	h: 7,90m a: 61,71m2	G6 a G4	Útil:8,00m; 1,0m por ciclo (secção plena); 2,0m arco invertido	Jet grouting ∅20cm com varão de fibra ∅20mm (38 unidades)	Enfilagens IRS ∅88,9mm (51 unidades; L= 13m)	Primário: Betão projetado C25/35 (28 cm) + cambotas + malha; Secundário: Betão Moldado C35/45 (30 cm)
M (Via Dupla)	h: 7,66m a: 59,57m2	G4 a G3	1,0m a 1,5m por ciclo (secção plena); 4,0m arco invertido	Pregagem ∅20cm com varão de fibra ∅20mm (algumas zonas)	Enfilagens pontuais; opcional	Primário: Betão projetado C25/35 (28 cm) + cambotas + malha; Secundário: Betão Moldado C35/45 (30 cm)
R3 (Via Dupla)	h: 7,50m a: 56,80m2	G3 a G2	1,5m a 3,0m por ciclo	Sem tratamento sistemático	Betão projetado + Swellex em malha 1,5 m x 1,5 m	Primário: Betão projetado C25/35 (20-25 cm) + malha; Secundário: Betão Moldado C35/45 (25 cm)
R2 (Via Dupla)	h: 7,50m a: 56,80m2	G3 a G2	1,8m a 3,6m por ciclo	Sem tratamento sistemático	Betão projetado + Swellex em malha 1,8 m x 1,8 m	Primário: Betão projetado C25/35 (15 cm); Secundário: Betão Moldado C35/45 (25 cm)

Fonte: P-PR-LI-8000-GE-MD-SCN-000001-03; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001021; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001020-01; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001019-01; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001025-01; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001026-01; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001295; P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001029-01

Tabela 6- Tipologias de Tratamento de Abóbada Previstas na Secção Tipo.

Tipo de Tratamento	Descrição Técnica	Diâmetro	Comprimento	Aplicação típica	Fonte
Jet grouting horizontal	Colunas solo-cimento ∅50cm com eventual armadura, executadas horizontalmente desde a face da escavação	∅50cm	13m	G6-G5	C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000038-03, P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01, P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04
Enfilagem tubular injetada com manchetes	Tubo ∅73mm com válvulas de borracha (manchetes); injecção em fases com obturador simples e duplo	∅4´´	13m	G5-G4	C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000044-01 e P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04
Enfilagem tubular preenchida (sem manchetes)	Tubo ∅73mm; preenchido com calda pelo espaço anelar e interior: injecção simples	∅4´´	13m	G5-G4	C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000048-03 e 01 e P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04
Enfilagem com bolbo contínuo	Injecção de calda de cimento com furo de ∅20 cm; introdução tubo ∅73mm	∅20 cm	13m	G5-G4	C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000044-01 e P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04
Enfilagem autoperfurante	Tubo ∅88,9mm com válvulas de borracha (manchetes); injecção em fases com obturador simples e duplo	∅4´´	13m	G5-G4	C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000048-03 e 01 e P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-000001-04

O projecto executivo da Secção Tipo S prevê diferentes alternativas de reforço na abóbada, cuja aplicação depende da validação do ATE, sintetizando as soluções adaptadas e executadas em obra. Esta flexibilidade garante segurança estrutural, mantendo eficiência construtiva.

Os desenhos técnicos das soluções construtivas adoptadas ao longo do traçado da Linha G do Metro do Porto constituem instrumentos de apoio à compreensão e execução do túnel. As figuras que se apresentam de seguida foram extraídas dos desenhos do projeto de execução do Troço de Via Dupla e ilustram as principais secções-tipo utilizadas. Elas permitem correlacionar visualmente a geometria da escavação, com o tipo de contenção adotada às diferentes características do maciço.

Na Figura 19, pormenor da secção S, observa-se:

- A geometria de 7,90 m de altura e área de, aproximadamente, 61,71 m²;
- O revestimento primário em betão projetado C25/30 com 28cm;
- A inclusão de cambotas treliçadas, malha electrossoldada e pinos de controlo;
- A secção aplica-se a maciços G6 a G4, com deformabilidade significativa.

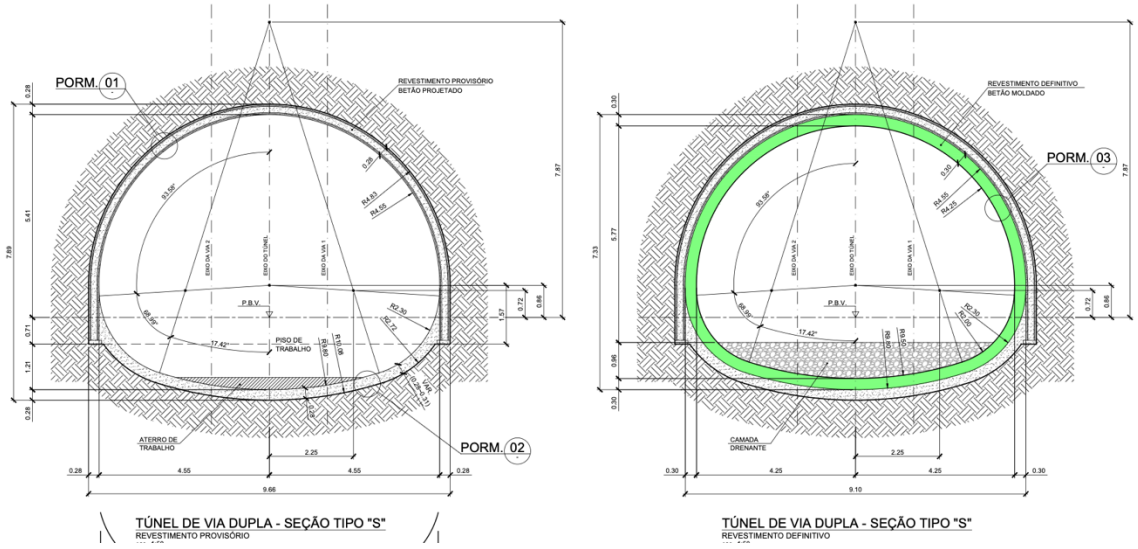

Figura 19 – Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo S". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001018-01

As próximas figuras ilustram a disposição e tipologia dos tratamentos de tecto aplicáveis na Secção S. Na Figura 20 observam-se colunas horizontais de jet grouting, com diâmetro de 50cm, com disposição paralela ao eixo do túnel.

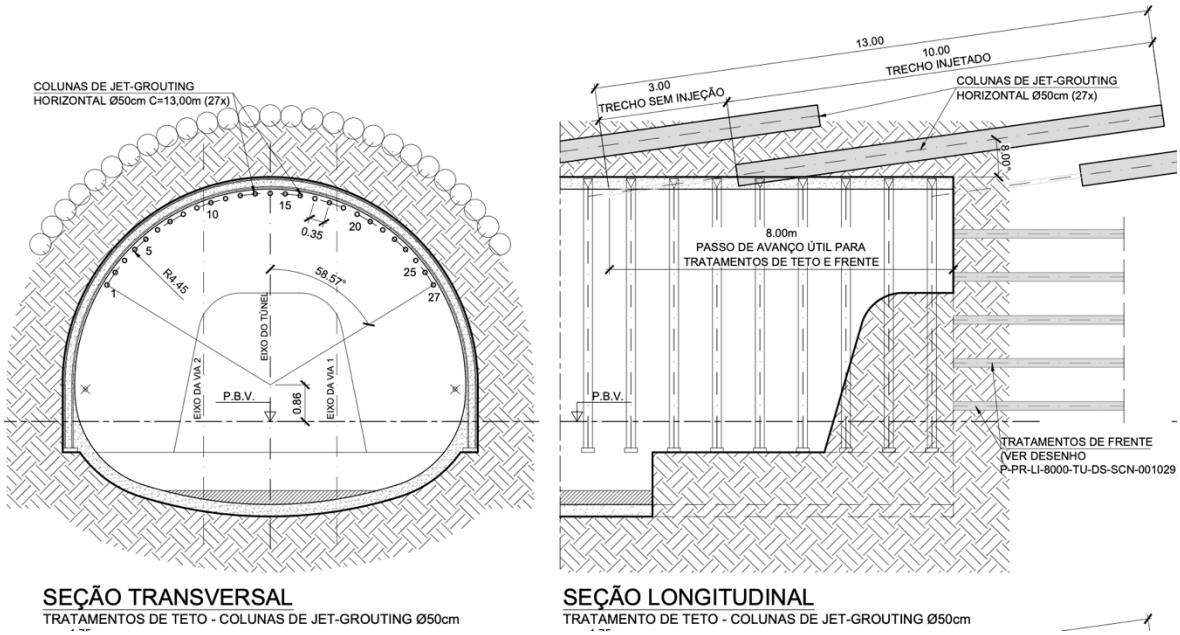

Figura 20 – Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Colunas Jet-grouting ∅50cm". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01

A Figura 21 ilustra enfilagens com bolbo contínuo, onde a calda de cimento é injetada continuamente ao longo do tubo.

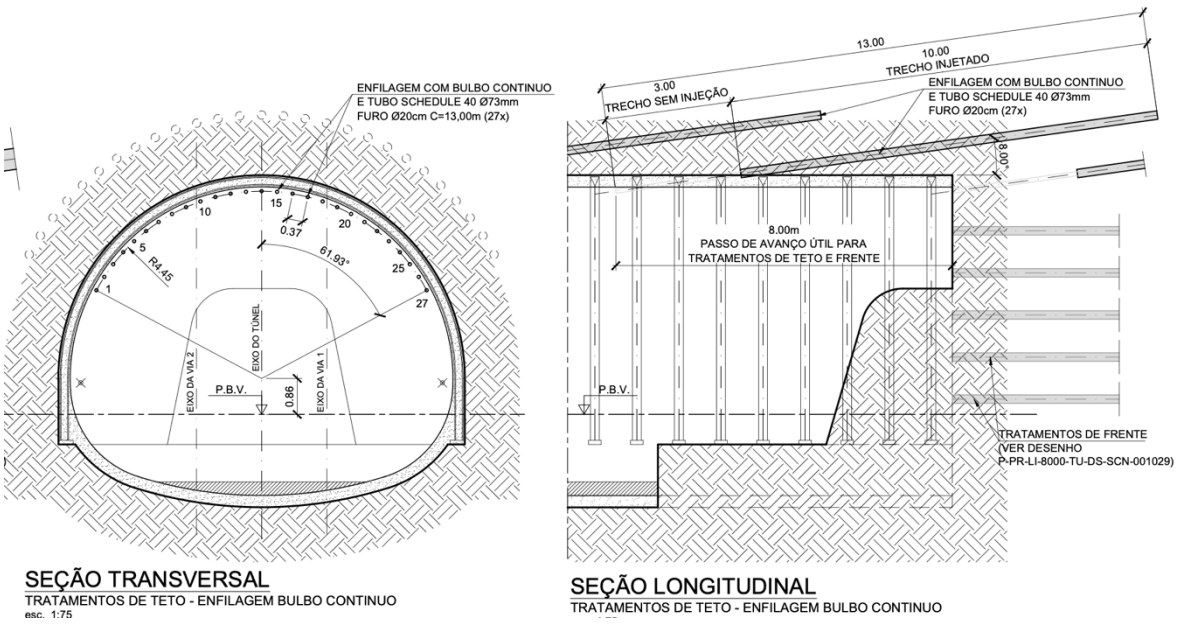

Figura 21 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Enfilagem Bolbo Contínuo". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01

Na Figura 22 observa-se enfilagem tubular preenchida com calda após instalação total do tubo.

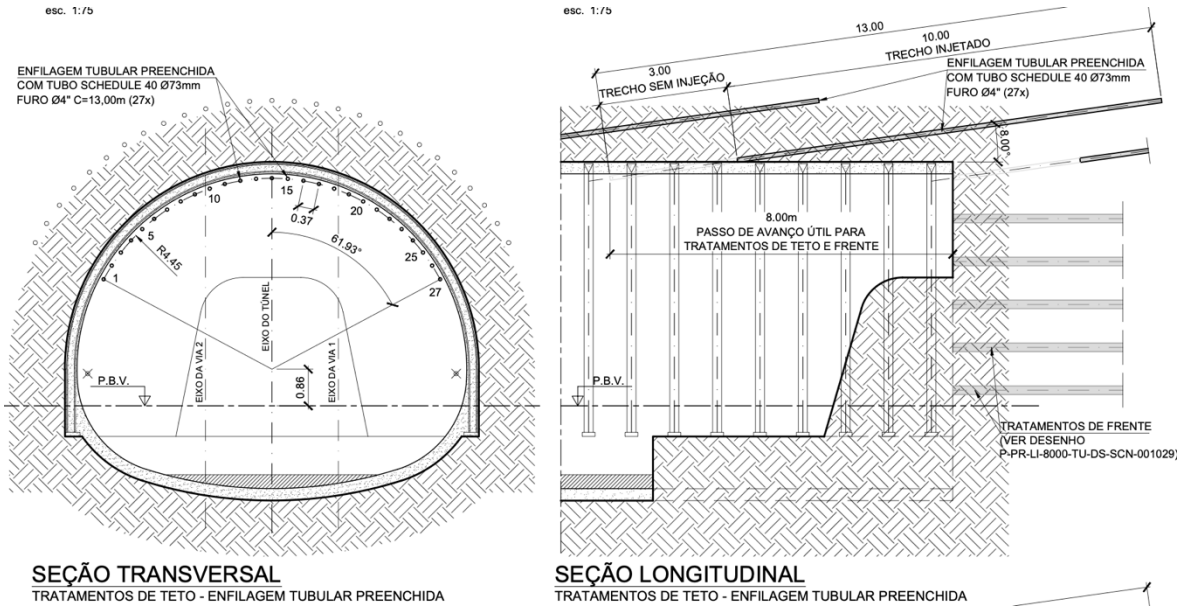

Figura 22 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Enfilagem Tubular Preenchida". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01

Observa-se também na Figura 23 enfilagens tubulares injetadas com tubo Schedule 40 diâmetro 73mm e válvulas manchete com furo de 4 polegadas (27x) com 13 metros de comprimento.

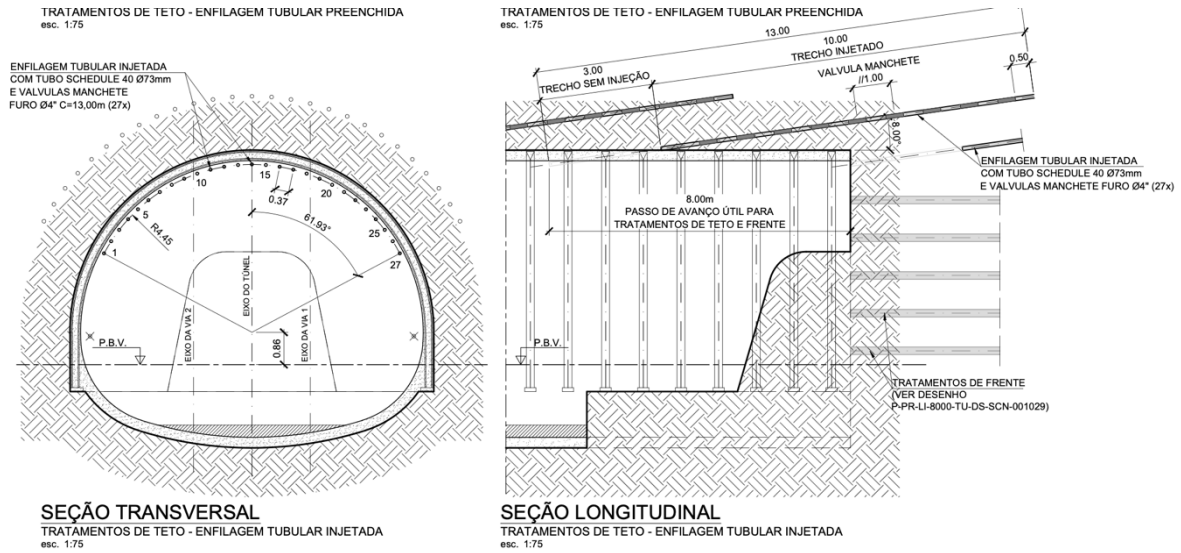

Figura 23 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla – Tratamento de tecto “Enfilagem Injectada". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001028-01

A Figura 24, pormenor da secção M (via dupla), mostra:

- Uma geometria de 7,66m de altura e área de aproximadamente 59,57m^2;
- Betão projetado C25/30 com 28 cm, malha e cambota;
- Aplicação em G4-G3, em zonas de transição;
- Possível utilização de pregagens Swellex na frente, enfilagens no tecto, se necessário;
- Aparece como solução intermédia entre S e R3:

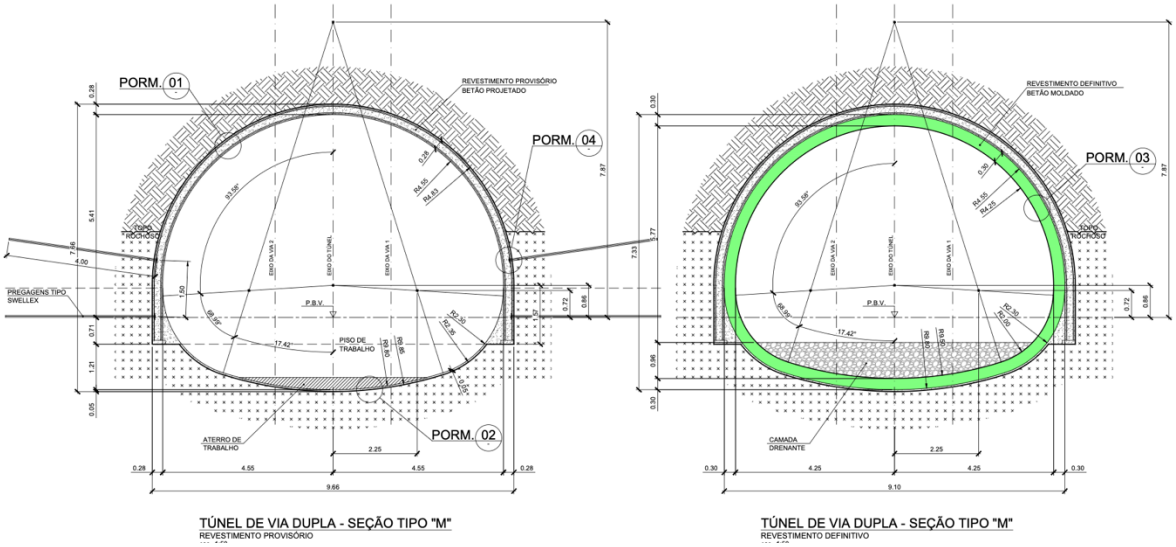

Figura 24 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo M". ". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001019-01

Na Figura 25, pormenor da secção tipo “R3”, observa-se:

- Geometria de aproximadamente 7,50m de altura e área escavada de, aproximadamente; 56,8m^2;
- Betão projetado de 20-25cm com malha NQ45;
- Pregagens Swellex no tecto em malha de 1,50 x 1,50m;
- Sem tratamento de frente, o avanço é directo;
- Utilizado em G3-G2 com maciços e convergência reduzida;

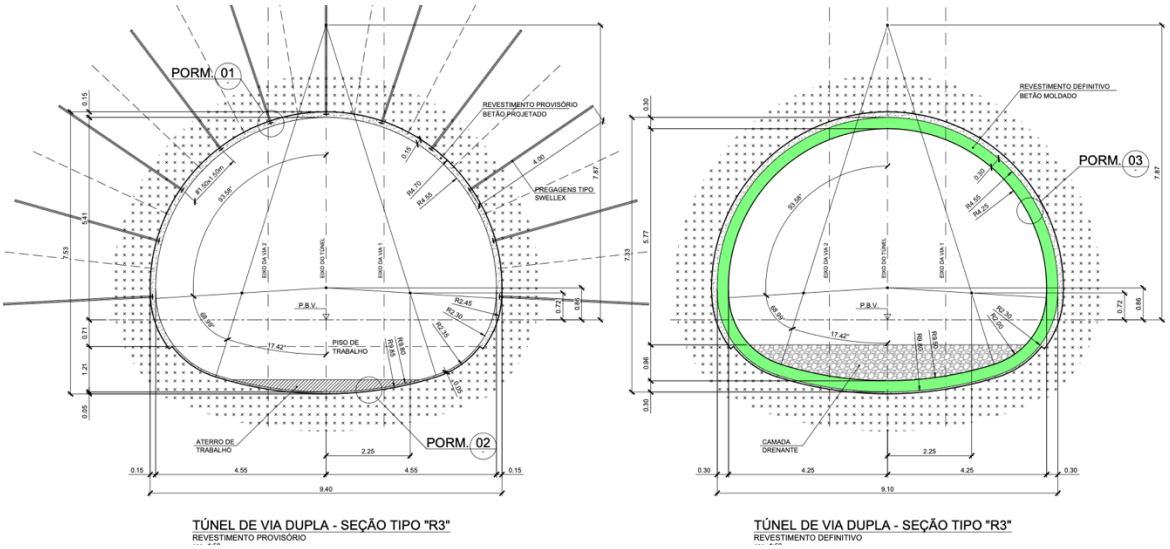

Figura 25 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo R3". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001020-01

A Figura 26 relativa a secção “Tipo R2” ilustra:

- Uma área de aproximadamente 56,0m^2 e uma altura de 7,50m;
- Betão projetado C25/35 com 15 cm de espessura com malha NQ45;
- Pregagens Swellex em malha de 1,80 x 1,80 m;
- A frente é escavada limpa, sem tratamento ativo;
- Indicado para G2-G3, com elevada estabilidade natural.

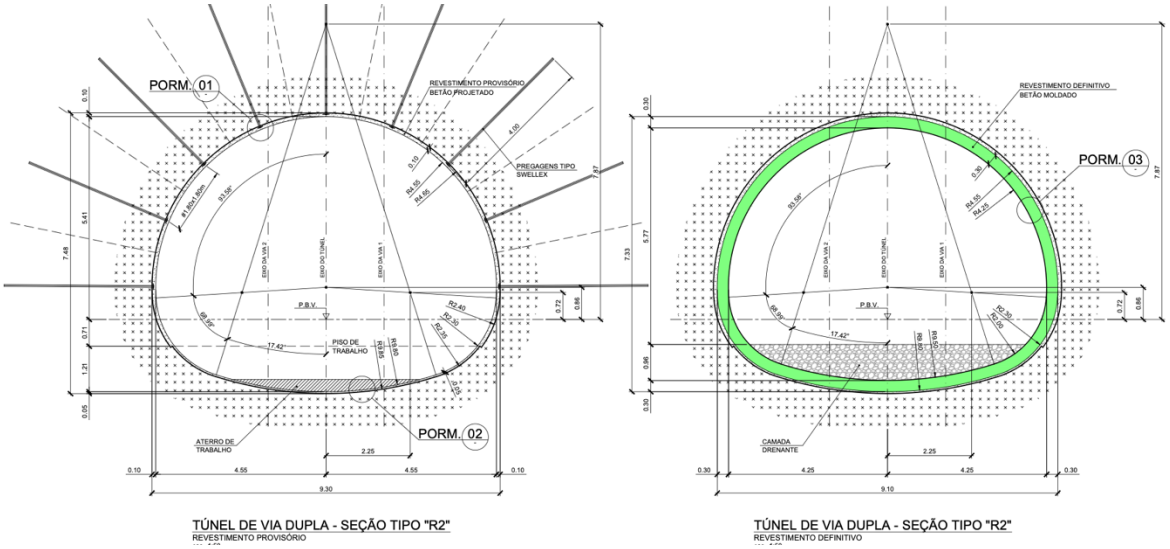

Figura 26 - Liberdade/Boavista-Casa da Música-Túnel Via Dupla - Secção "Tipo R2". Fonte: P-PR-LI-8000-TU-DS-SCN-001021-01

4. Fiscalização Técnica e Controlo da Qualidade na Construção dos Túneis da Linha G

4.1. Enquadramento da Fiscalização em Obra Subterrânea

A fiscalização técnica desempenha um papel essencial na construção de túneis, assegurando que cada etapa da obra decorre em conformidade com o projeto, em segurança e com qualidade. No caso específico da Linha G do Metro do Porto, onde o traçado atravessa área urbana, densamente construída e maciços geotecnicamente heterogéneos, este acompanhamento torna-se ainda mais exigente e determinante.

Num contexto NATM, um processo adaptativo ao comportamento real do terreno, implica observar, medir e ajustar em tempo útil; a fiscalização não se limita a verificar o cumprimento do projecto, mas é parte activa do processo. Esta articula-se com o projeto e a execução, contribuindo para a tomada de decisões fundamentadas.

Por meio dos Planos de Inspeção e Ensaio (PIE), realizam-se verificações sistemáticas que asseguram o rigor técnico na execução. Paralelamente, a instrumentação permite acompanhar a resposta do terreno e das estruturas de suporte, dentro dos limites admissíveis.

4.2. Relação da Fiscalização em Obra Subterrânea com o Código dos Contratos Públicos

O Código dos Contratos Públicos (CCP) funciona como uma directriz que define e esclarece as funções e responsabilidades durante a execução de uma obra pública. Para a fiscalização técnica de uma obra de execução de uma linha de metro, o Título II da Parte III (Contratos administrativos em especial), onde se encontram os artigos 344 a 404, dá à entidade adjudicante e à sua equipa de fiscalização as ferramentas jurídicas para controlar âmbito, prazo, custo, segurança e qualidade.

A seguir tenta-se apresentar um resumo na Tabela 6 a relação da fiscalização com um bloco de artigos da CCP.

Em síntese, os artigos 344.° a 350.° formam um conjunto de aplicação de gestão diária. Os artigos 361.°, 365.° e 404.° conferem instrumentos operacionais que permitem a aprovação de planos, a suspensão e a correcção de desvios, permitindo complementar o primeiro conjunto.

Tabela 7 – Relação Código Contrato Público com a Fiscalização (adaptados artigos 344 a 350° do CCP).

Artigo	Descrição	Relação com a Fiscalização
344.°	Partes	Consagra a figura do director de fiscalização da obra como representante do dono de obra durante a execução.
345.°	Garantias administrativas do empreiteiro relativamente a processos/actividades que devam ser formalizados em auto	Estabelece o regime de autos, reservas e reclamações - instrumentos de registo de instruções, medições e ocorrências supervisionadas
346.°	Manutenção da boa ordem no local dos trabalhos	Dá ao dono de obra poder de averiguação da manutenção da boa ordem típico da fiscalização de segurança e disciplina em obra
347.°	Controla a publicidade no local dos trabalhos	Obriga empreiteiro a obter autorização do dono de obra para afixar publicidade
348.°	Impõe sinalética obrigatória	Impõe sinalética identificativa da obra, verificação e manutenção; a fiscalização certifica-se de que isso ocorre
349.°	Exige meios adequados	Permite ao dono de obra exigir que o empreiteiro disponibilize meios suficientes; a fiscalização certifica-se de que isso ocorre
350.°	Regula trabalhos preparatórios e acessórios	Inclui obrigações de segurança, vias de acesso, etc.; são verificadas diariamente pela fiscalização
361.°	Plano de trabalhos	Plano de trabalhos é aprovado pelo dono de obra; a fiscalização monitoriza esse plano
365.°	Suspensão pelo dono de obra	Confere poder de ordenar a suspensão de trabalhos quando existam insuficiências de segurança ou revisão do projecto; decisão típica da fiscalização
404.°	Desvio de plano de trabalhos	Regulamenta a resposta do dono de obra a desvios críticos: é aplicado após verificação pela fiscalização

4.3. Plano de Inspeção e Ensaios (PIE)

4.3.1. Secções Tipo, Tratamento de Reforço e Critérios de Aplicação Enquadramento do Plano de Inspeção e Ensaios (PIE)

A execução de túneis em ambiente urbano exige cumprimento rigoroso de normas técnicas. Procedimentos de controlo de qualidade e requisitos legais que assegurem a segurança na obra e a durabilidade da infraestrutura. Neste âmbito, o Plano de Inspeção e Ensaios (PIE) constitui o instrumento fundamental para a verificação da conformidade técnica e da rastreabilidade de todas as actividades críticas de escavação subterrânea. O PIE da Empreitada de Execução da Linha Circular — troço Liberdade — Casa da Música está formalizado no documento base C-IN-LI-8000-GQ-PI-FAG-000030-03, aprovado pela fiscalização, e aplica-se à escavação com suporte do tipo NATM. Abrangendo todas as fases operacionais — desde a escavação, a cartografia geológica da frente e a instalação de suporte.

O PIE está apoiado por um conjunto de registos operacionais que funcionam como evidência técnica e legal da execução e verificação dos trabalhos:

- Boletim de Controlo de Escavação Subterrânea (BCES) – regista cada ciclo de avanço (método, secção, pregagens, betão projetado, etc..).
- Cartografia Geológico-Geotécnica – cartografia geológica, zonamento geotécnico (G1-G7), parâmetros RMR, estabilidade da frente abóbada e hasteais.
- Solicitação de Pega de Fogo – valida o desmonte com recurso a explosivos, incluindo a vibração prevista, a carga total e a assinatura dos responsáveis.
- Ficha de Furos Táticos – documenta perfurações de prospecção realizadas à frente da escavação, com parâmetros de furação e apreciação visual do refluxo.

4.3.2. Responsabilidades

A estrutura do PIE define claramente os intervenientes e as suas responsabilidades:

Função	Entidade responsável	Competência
Execução dos trabalhos; preenchimento dos registos	ACE (Agrupamento de Construtores)	Realização dos trabalhos e registo inicial
Verificação técnica em obra	Fiscalização	Validação da conformidade técnica e assinatura dos documentos
Aprovação técnica final	ATE (Assistência Técnica Especializada)	

Este esquema assegura uma verificação cruzada e sistemática dos dados, reduzindo o risco de erros técnicos e promovendo a conformidade com os requisitos contratuais.

4.3.3. Critérios de aceitação e rastreabilidade

Todos os formulários do PIE utilizam um sistema padronizado de estados de conformidade:

- C – Conforme
- NC – Não Conforme
- CAC – Conforme após correcção
- NA – Não aplicável

A rastreabilidade é garantida por meio da identificação única dos registos, que incluem data, hora, PK, nome da frente, assinatura dos intervenientes e codificação normalizada (ex.: "BCES nº XXX").

Tabela 8 - Formulários Operacionais do PIE.

Código do Documento	Nome do Formulário	Função Principal	Intervenientes
138.FAG.1	Boletim do Controlo de Escavação Subterrânea	Registo diário de execução, suporte e avaliação de conformidade	ACE, Fiscalização, ATE
140.FAG.0	Modelo Geológico-Geotécnico	Cartografia das condições geológico-geotécnicas do maciço e classificação geomecânica	Geólogo de Engenharia, Fiscalização
148.FAG.2	Solicitação de Pega de Fogo	Autorização técnica do fogo, cargas e vibrações previstas	ACE, Fiscalização, ATE
150.FAG.0	Ficha de Furos Táticos	Avaliação das condições geológicas à frente da escavação	ACE, Geólogo de Engenharia

4.3.4. Integração com o sistema de qualidade da obra

O PIE integra-se directamente no Plano de Qualidade da Obra (PQO) e no Sistema de Gestão de Segurança (SGS), funcionando como interface operacional entre o projecto e a fiscalização. Com base nos seus registos e critérios, constitui a base técnica para a aceitação dos trabalhos subterrâneos pelo Dono de Obra e para eventuais auditorias internas e externas.

4.3.5. Articulação entre PIE da escavação e os PIE especializados

O Plano de Inspeção de Ensaios (PIE) da escavação subterrânea constitui o documento base para o controlo das atividades desenvolvidas na frente de escavação, desde a perfuração até a instalação do suporte primário. Contudo, determinadas operações especializadas, destinadas a reforçar ou aprimorar as características geotécnicas do maciço, apresentam particularidades técnicas que justificam a existência de PIE próprios. Estes PIEs especializados mantêm a mesma "filosofia" do controlo do plano geral, mas aprofundam os critérios de aceitação e os métodos de ensaio específicos de cada técnica aplicada. Entre as atividades com PIE autónomos encontram-se:

- *Jet Grouting*, para o tratamento de maciço por meio de colunas de solo-cimento.
- Betão projetado para a execução do suporte primário.
- Enfilagens para a contenção e a estabilização das zonas críticas.
- Pregagens e cambotas, com elementos de reforço localizados no contorno da escavação.

Cada um destes PIE integra-se num sistema global de controlo de qualidade da obra, articulando-se com um PIE da escavação por via documental e procedimental. Em termos práticos, os registos produzidos em cada um destes planos são contabilizados no registo do boletim de controlo da escavação subterrânea, no outro, na cartografia geotécnica, e nos autos de verificação da fiscalização. Desta forma, todos os trabalhos executados, sejam eles diretos na frente ou de reforço periférico, são rastreáveis e validados no mesmo fluxo de verificação tripartida entre empreiteiros, fiscalização e assistência técnica especializada.

A Tabela 9 sintetiza a relação entre PIE da escavação geral e os PIE especializados, identificando para cada atividade os parâmetros controlado,s os critérios de aceitação e a forma como a conformidade. É registada esta articulação que reforça a robustez técnica do sistema de controlo

da obra, garantindo não só a conformidade com o projeto e as normas aplicáveis, mas também a coerência documental de todas as operações subterrâneas.

Tabela 9 - Relação entre o PIE geral e os PIE especializados.

PIE Específico	Actividade	Parâmetros Controlados	Critérios de Aceitação	Integração no PIE Geral
Jet Grouting Código – 000028-01	Tratamento do maciço por colunas de solo cimento	Diâmetro e continuidade das colunas; profundidade; homogeneidade do solo cimento, consumo, UCS 28 dias	Diâmetro e profundidade previsto em projeto homogeneidade aceitável	Registado em relatório específico e referenciado no BCES. Classificação C/NC.
Betão projetado – Código 000029-02	Execução do suporte primário	Espessura aplicada e uniformidade da projeção; medida por varões cravados, resistência 28 dias	Conforme geometria e especificação do projeto	Parâmetros verificados em campo e registados anexados aos BCES
Enfilagens Códigos – 000036-05 e 000037-01	Contenção periférica e estabilização de zonas críticas	Comprimento útil, diâmetro de tubos, alinhamento, penetração, pressão de injecção e consumo calda	Conforme geometria e especificação de projeto parâmetros verificados em campo	Parâmetros verificados em campo, ficha própria e anexados ao BCES
Pregagens e Cambotas	Reforço localizado no contorno da escavação	Comprimento número por metro linear e posição	Conforme quantidade e posição definidas em projeto	Incluídos no registo diário do BCE com validação pela fiscalização

Pelo descrito, o valor estratégico do plano de inspeção e ensaios destaca-se como verdadeiro núcleo de governação técnica da empreitada, uma matriz única de controlo tanto na escavação propriamente dita como nas operações de reforço, como betão projetado, enfilagens e pregagens, permitindo alcançar três metas decisivas.

Em primeiro lugar, assegurar a rastreabilidade total em tempo real: todos os registos diários — boletins, BCES, relatórios de tratamento, fichas de enfilagens — são validados pela fiscalização e arquivados. Esta normalização elimina lacunas de informação, simplifica as auditorias e permite estabelecer uma correspondência direta entre cada ensaio e o respectivo modelo de análise.

Em segundo lugar, o sistema potencia a gestão proativa do risco. O mecanismo semáforo C (conforme) barra NC (não conforme) barra CAC (conforme após correcção) reage de imediato a qualquer desvio: activa correcções locais, determina reforços adicionais, ou, nos casos críticos, bloqueia o problema seguinte. Ao prevenir a propagação de não conformidades ao restante do ciclo em NATM, salvaguarda-se, simultaneamente, a segurança, o cronograma e o orçamento contratual.

Por último, o PIE converte-se numa base para a melhoria contínua. A consolidação do registo histórico de valores de resistência, de consumos de calda, etc., permite, já em fase de operação, calibrar modelos de previsão de convergência. As lições aprendidas ficam, assim, disponíveis para futuras extensões da rede, assegurando o retorno efetivo do investimento documental realizado.

Em síntese, o PIE constitui a espinha dorsal de um sistema de qualidade que transforma dados dispersos em conhecimento operacional, garante a transparência entre quem executa e o Dono de Obra e reforça a robustez técnica do túnel, ao longo de todo o seu ciclo de vida.

5. A Fiscalização Técnica em Obra Subterrânea

5.1. Introdução

O presente capítulo tem como objectivo apresentar uma descrição detalhada da actuação da fiscalização técnica ao longo das principais fases de execução de um troço urbano, integrado na expansão da rede de metropolitano do Porto. O foco recai sobre o acompanhamento presencial realizado em obra, centrado na frente de escavação, na aplicação do suporte primário e nos tratamentos do terreno.

A abordagem adoptada é da natureza descritiva e interpretativa, baseada na observação directa dos procedimentos em campo e na experiência acumulada em contexto real. Não são utilizados dados confidenciais nem se desenvolve uma análise quantitativa de desempenho, procurando-se, antes, evidenciar o papel que a fiscalização desempenha como agente técnico durante a execução da obra subterrânea.

Ao longo das secções seguintes, serão descritas as formas de actuação do fiscal em cada fase da construção, os momentos críticos de verificação, os principais pontos de interface com a execução e os métodos usuais de registo e comunicação. Esta descrição visa contextualizar a presença contínua da fiscalização como componente integrante do sistema de controlo técnico, reforçando o seu contributo para a interpretação das condições geotécnicas em tempo real e para a articulação entre o projecto e a execução.

Sem constituir uma avaliação da obra ou das entidades envolvidas, este capítulo procura ilustrar como, em obras subterrâneas urbanas de elevada complexidade, a fiscalização técnica assume um papel operativo e estruturante na gestão do risco construtivo, contribuindo para a rastreabilidade e adaptação das decisões no terreno.

5.2. Fase de Escavação

A fase da escavação representa um dos momentos mais críticos numa obra subterrânea em meio urbano, particularmente quando se verifica cobertura reduzida, proximidade de fundações existentes e condições geotécnicas com variabilidade significativa. Neste contexto, a actuação da fiscalização técnica assume especial relevância, estando presente de forma contínua junto à frente de avanço, acompanhando a execução dos ciclos construtivos.

Durante esta fase, a presença do fiscal inicia-se com a verificação das condições da frente, incluindo a recolha de informações sobre a geometria da escavação anterior, o estado do maciço e a eventual presença de água e de descontinuidades relevantes. Estas observações permitem validar a viabilidade do próximo avanço, identificar sinais de zonas potencialmente instáveis e confirmar o cumprimento dos parâmetros estabelecidos.

O processo de escavação, geralmente realizado com recurso a equipamento mecanizado (escavadora com recurso a balde ou martelo hidráulico), é acompanhado directamente pelo fiscal, que observa o comportamento do terreno durante a escavação e analisa, em tempo real, possíveis diferenças entre o previsto e o encontrado. Sempre que é detectado variações no tipo de material, tipo resistência aparente, aumento de volume de água, essa informação é comunicada de forma informal ou em reunião técnica, podendo dar origem a ajustes operacionais pontuais, em articulação com os responsáveis de execução e projecto.

Na Figura 27 observa-se uma imagem da frente activa da escavação, com escavação e remoção do escombro por uma giratória e 'dumper'. A fiscalização acompanha o comportamento do maciço e a segurança operacional no túnel, garantindo o cumprimento da sequência técnica e a ventilação adequada do troço.

Figura 27 - Avanço da escavação, com remoção do escombro e controlo da frente.

A geometria da escavação, incluindo ponto quilométrico (PK), cotas e desvios, é acompanhada pelo fiscal durante a verificação topográfica em campo. Este acompanhamento permite identificar, de imediato, desvios relevantes, sobreescavações ou uniformidade da secção.

Na Figura 28 observa-se a frente de escavação numa fase em que se realiza a verificação topográfica da frente. Observa-se, ainda, o pormenor da presença de enfilagens, como tratamento de frente. Neste caso, as enfilagens ainda estão na secção da escavação que coincide com o trecho sem injeção. Como vai ser destruído, este trecho é composto por um tubo de plástico.

Figura 28 - Frente de escavação. Observam-se enfilagens tubulares como tipo de tratamento (secção do vazio).

A instalação de pregagens de frente ou de outras medidas de reforço provisório, quando previstas antes da escavação do avanço seguinte, também é acompanhada presencialmente pelo fiscal, que valida a sequência de perfuração, o posicionamento dos elementos (ou furação) e a conformidade da solução aplicada com as condições reais do maciço.

Durante esta fase, o registo técnico por parte da fiscalização é frequentemente realizado sob a forma de anotações manuais e fotografias datadas, que complementam os documentos formais elaborados pelas equipas de produção.

A escavação em meio urbano exige ainda vigilância permanente em termos de segurança operacional, nomeadamente quanto à ventilação, ao controlo de poeiras, à iluminação, aos acessos e à estabilidade da frente. A fiscalização, neste contexto, actua também como elemento de verificação da conformidade com as medidas de segurança estabelecidas, podendo interromper ou reavaliar procedimentos sempre que se verifiquem condições não conformes.

Sem emitir juízo sobre a escavação, regista-se que a presença contínua do fiscal junto à frente de escavação permite uma leitura técnica integrada da realidade do maciço e da parte operacional da escavação, funcionando como elo directo entre o projecto, a execução e a resposta do terreno em obra.

5.3. Fase de Contenção Primária

Após a escavação de cada avanço, a instalação do suporte primário é a operação crítica que garante a estabilização da frente e a continuidade segura dos trabalhos em túnel. Neste projecto, a contenção primária foi executada por meio da aplicação de betão projetado e, pontualmente, de malha metálica e fibras, e da instalação de cambotas treliçadas. Esta fase é particularmente sensível em ambientes urbanos com cobertura reduzida, onde as deformações induzidas devem ser contidas de forma eficaz e imediata.

A actuação da fiscalização técnica nesta fase inicia-se ainda antes da projecção, com a verificação da preparação da superfície escavada, nomeadamente a remoção de blocos instáveis, a correcta instalação da cambota e dos espaçadores. A presença do fiscal neste momento permite confirmar que estão reunidas todas as condições para aplicação do betão, bem como garantir que foram respeitadas as distâncias definidas no projecto.

Durante a projecção, o controlo visual torna-se crucial, pois é a principal ferramenta do fiscal. São observados aspectos como:

- A homogeneidade do betão aplicado;
- A espessura aparente da camada tendo como referência as estruturas metálicas ou varas metálicas cravadas;
- A aderência ao maciço com especial atenção a falhas na cobertura;
- A continuidade da projecção sem interrupções excessivas.

Figura 29 - Preparação da frente escavada antes da aplicação do betão projetado. A fiscalização verifica a geometria e as condições de aplicação do betão.

A Figura 29 mostra uma frente de escavação do túnel o tratamento da abóbada e o tratamento de frente. A equipa em obra, composta por topógrafos, geólogos, geotécnicos, equipa de escavação e técnicos fiscais, procede ao controlo geométrico do avanço, assegurando a conformidade da escavação com o projecto e recolhendo dados essenciais para a observação sistemática prevista na metodologia construtiva (NATM). O registo fotográfico evidencia a relevância do acompanhamento técnico em tempo real, fundamental para ajustar as soluções de suporte à variabilidade geotécnica identificada e garantir a segurança da frente de trabalho.

A presença contínua em obra permite à fiscalização detectar situações que não são captadas pela instrumentação ou pelos registos formais, como falhas na execução. Mesmo em situações em que existem fichas de controlo emitidas pela produção, a leitura técnica em tempo real, ao conhecer a sequência da obra, acrescenta um nível de interpretação que reforça o controlo.

A fiscalização acompanha a colocação de pregagens de contorno, verificando o alinhamento, número por secção e sequência de perfuração. Embora a execução destes elementos siga critérios estabelecidos, a sua correcta instalação depende, em grande parte, da leitura do comportamento do maciço após a escavação, o que torna relevante a validação no terreno pelo fiscal.

Figura 30 – Aplicação de betão projetado na frente de escavação. Controlo visual da espessura, homogeneidade da superfície e continuidade da projecção.

A Figura 30 ilustra a fase de execução do suporte primário, através da aplicação de betão projetado, após observação e verificação da frente. Observa-se o equipamento de projecção em operação, assegurando a estabilização imediata do maciço. Esta etapa é fundamental na metodologia construtiva adoptada (NATM), permitindo controlar as deformações iniciais e assegurar a transferência de cargas entre o maciço e o revestimento.

A Figura 31 apresenta a fase da instalação de cambota metálica como elemento de suporte primário no túnel. Observa-se a utilização de um multifunções Manitou MRT 1440 para o posicionamento e a fixação da estrutura, com o apoio directo da equipa de obra. As cambotas desempenham um papel fundamental na contenção inicial, funcionando em conjunto com o betão projetado e com tratamentos, de forma a estabilizar o maciço rochoso e a garantir a segurança imediata da frente de escavação.

A documentação associada a esta fase pode incluir fotografias datadas, medições informais da espessura do betão, ou mesmo formais, por meio da realização de pequenos testemunhos de betão projetado. Estes registos complementam os documentos formais da obra e garantem a rastreabilidade da actuação da fiscalização.

Figura 31 – Instalação de cambota como reforço provisório.

A execução do arco invertido, enquanto componente provisório de contenção primária, ocorre após a instalação de um número variável de cambotas, conforme as características do terreno. Esta fase tem como objectivo fechar a secção resistente do túnel, conferindo estabilidade global ao conjunto e permitindo a redistribuição das tensões ao longo do contorno periférico. A fiscalização técnica acompanha a escavação, a limpeza da superfície, a remoção de material solto e a verificação da geometria prevista no projecto, em conjunto com a equipa de topografia.

A aplicação de betão projetado é feita sequencialmente, entre a projecção e a aplicação da malha metálica, e é precedida pela colocação de varas metálicas para controlo da espessura, que permitem verificar a regularidade da projecção e a espessura. Durante esta fase, o fiscal verifica a correcta colocação dos elementos de reforço, a continuidade da projecção e a aderência do material base da escavação. A documentação técnica é complementada por registos visuais, fotográficos e medições in loco, o que permite a rastreabilidade desta etapa da contenção primária.

A Figura 32 regista o momento da projecção do betão na zona do arco invertido, com o operador e o equipamento em operação. Nesta fase, a fiscalização acompanha directamente o controlo da espessura projectada, com base nas varas metálicas de referência instaladas.

Figura 32 – Execução do arco invertido com operador e equipamento de projecção em operação.

Figura 33 - Vista frontal da secção com o arco invertido, incluindo a malha metálica e o betão projetado.

Na Figura 33 é possível observar uma frente de escavação já estabilizada com o arco invertido executado em betão projetado, após escavação e limpeza. A geometria da base segue o perfil do projecto, sendo visíveis a continuidade da malha metálica e a uniformidade da projecção. A presença de pontos de infiltração na base da escavação foi considerada na preparação da superfície, sendo objecto de acompanhamento da fiscalização, que verificou a limpeza, a instalação dos elementos de reforço e a regularidade da espessura da contenção anterior.

De forma geral, a presença contínua do fiscal nesta fase permite assegurar que o suporte é aplicado com coerência face ao avanço escavado, que as condições reais do maciço são consideradas na interpretação do projecto e que a execução respeita os critérios operacionais definidos para este tipo de obra. A actuação do fiscal, neste contexto, funciona como elemento de confirmação técnica e como ponte entre o comportamento do terreno e a resposta construtiva prevista.

5.4. Fase de Tratamento do Terreno

Em determinadas zonas do troço subterrâneo, as características do maciço e a cobertura disponível exigiram a aplicação de técnicas de reforço do terreno antes da escavação de determinados avanços. Estas intervenções, realizadas com o objectivo de garantir a estabilidade da frente e limitar as deformações, incluíram enfilagens autoperfurantes com injecção IRS, colunas de *jet grouting* e colunas de frente do tipo pregagens.

O acompanhamento destas operações pela fiscalização técnica insere-se na lógica de controlo contínuo das condições reais do terreno e da coerência entre o método projetado e a execução em obra. Apesar da existência de registos operacionais formais, como fichas de injecção ou planos de perfuração, a presença do fiscal permitiu interpretar directamente a resposta do maciço e validar, em tempo real, aspectos reais não captados exclusivamente por instrumentos ou documentos.

No caso das enfilagens autoperfurantes com injecção IRS, a fiscalização esteve presente desde a marcação dos pontos de furação até à conclusão da injecção observando:

- A sequência de furação
- A orientação e os ângulos previstos no projecto
- A consistência dos parâmetros operacionais (pressão, volume, retorno de calda)

Durante a execução, a leitura do comportamento da calda de injecção e do terreno foi complementada por observações visuais do fiscal, nomeadamente quanto ao cumprimento dos

parâmetros de injeção estipulados, à conexão da calda entre enfilagens e à necessidade de repetição de enfilagens.

A Figura 34 permite a visualização do processo de injecção repetida selectiva (IRS) com calda de cimento através das enfilagens tubulares autoperfurantes com válvulas com o objectivo de reduzir vazios e consolidar o maciço. Observa-se o equipamento de perfuração e injecção em operação, permitindo a introdução, de forma controlada e sob pressão, de calda de cimento. Esta técnica é aplicada de forma localizada, assegurando uma melhoria significativa das condições de estabilidade. A fiscalização técnica verifica, nesta etapa, a correcta sequência das operações e dos parâmetros de injecção.

Figura 34 – Execução de injecção de recompressão (IRS) das enfilagens tubulares (tubo Schedule 40 ∅88,9).

Nas zonas onde se utilizou a técnica de *jet grouting*, a actuação do fiscal focou-se na verificação da plataforma de trabalho, no posicionamento das colunas, na identificação visual de desvios ou interferências e na compatibilidade dos dados fornecidos com o comportamento observado.

Embora a monitorização técnica envolva parâmetros automatizados, como pressão, débito de rotação e passo da vara (velocidade de extração da vara), o controlo de campo por parte do fiscal

manteve-se relevante na interpretação de alguns parâmetros de furação que poderiam indicar, de forma indirecta, a resistência do maciço através da resistência à furação.

Quanto às colunas de frente utilizadas em zonas de baixa competência geotécnica, a fiscalização acompanhou a instalação dos varões de fibra de vidro e o avanço progressivo da frente, verificando a integridade do sistema de reforço ao longo dos ciclos de escavação.

A Figura 35 permite a visualização da execução de coluna de *jet grouting* como tratamento de frente de escavação. Esta fase de reforço do maciço, por meio de jet grouting com introdução de varão de fibra de vidro, tem como objectivo melhorar as condições geotécnicas e controlar a estabilidade durante a escavação do avanço. Observa-se o equipamento de perfuração e injecção, operando na zona da abóbada na face da escavação, permitindo a formação de colunas de solo-cimento que aumentam a resistência, a deformabilidade e reduzem a permeabilidade do terreno.

Na Figura 36 observa-se o contorno da escavação com o tratamento da abóbada com recurso a enfilagens tubulares autoperfurantes, as mangueiras de injecção final dos tubos, as colunas de *jet grouting* com aplicação de varão de fibra de vidro, a projecção de betão na cambota e face de escavação, e a presença de geodrenos. Os números vermelhos referem-se ao plano de execução (sequência).

Figura 35 - Execução de coluna de *jet grouting* com aplicação de varão de fibra de vidro.

Figura 36 - Frente de escavação com a face de escavação e cambota projetadas onde se identificam as colunas de *jet grouting* com aplicação de varão de fibra de vidro, tratamento da abóbada com recurso a enfilagens autoperfurantes e geodrenos.

A presença contínua da fiscalização no tratamento do terreno revelou-se importante não apenas para a verificação dos parâmetros aplicados, mas também para a interpretação, em tempo real, da evolução do comportamento do maciço, assegurando a adaptação do processo às condições específicas encontradas durante a escavação. Esta actuação, embora não substitua os registos da instrumentação, funciona como uma camada adicional de controlo técnico, apoiada na experiência de campo e na leitura directa da resposta do terreno.

5.5. Limpeza do Túnel e Finalização da Secção

Concluídas as fases principais da escavação, tratamento do terreno, escavação e suporte primário, o túnel entra numa etapa de preparação para as fases seguintes da empreitada, nomeadamente a impermeabilização e o revestimento definitivo. Esta fase inclui a remoção do aterro temporário de circulação, a escarificação de zonas com invasão da secção e a limpeza técnica final no interior do túnel. Estas são actividades essenciais para assegurar as condições geométricas e de apoio exigidas nos ciclos seguintes.

Durante a execução do túnel, a circulação de equipamentos pesados e a movimentação constante de material impuseram a necessidade de criar uma via de tráfego provisória, constituída por material granular (aterro provisório). A remoção deste material é realizada de forma gradual, à medida que os trabalhos de suporte são finalizados. A fiscalização acompanha esta operação, verificando se existe ou não invasão da secção, a limpeza da base do túnel e a eventual necessidade de correcções locais com recurso a equipamento ligeiro.

A Figura 37 apresenta a fase inicial de limpeza da soleira em maciço rochoso (secção R), com a remoção do aterro provisório de circulação, a picagem pontual de pontos que estavam a invadir a secção e a execução de levantamento topográfico intermédio. Este controlo dimensional é realizado antes da escarificação da abóbada e hasteais e visa identificar eventuais desvios da geometria teórica. A fiscalização acompanha a operação no local, garantindo que as cotas de base sejam cumpridas conforme o projecto e que a superfície esteja preparada para as intervenções subsequentes.

Figura 37 - Picagem pontual de áreas que invadem a secção, limpeza e verificação topográfica intermédia para controlo dimensional da secção.

Nas zonas onde se verifica excesso de projecção ou invasão da secção útil, é realizada uma escarificação localizada, com recurso a martelos hidráulicos ou a fresadoras (reperfilagem). Este processo visa garantir a regularidade da superfície, restituir o perfil teórico da galeria e permitir a instalação correcta das camadas seguintes. A actuação da fiscalização nesta fase inclui a

identificação das zonas com desvios geométricos, o registo das interferências detectadas e a validação da geometria final após a correção. Esta leitura técnica é fundamental para assegurar a compatibilidade com os sistemas de impermeabilização, instalação de carris ou outros sistemas previstos.

Na Figura 38 observa-se a execução de escarificação no betão projetado, utilizando fresagem localizada para remover projecção excessiva e corrigir a geometria da secção. Esta intervenção é realizada após verificação topográfica intermédia e antes da protecção de elementos metálicos expostos. A fiscalização assegura a conformidade da operação, validando a extensão da remoção e verificando a compatibilidade com a secção projectada.

A limpeza técnica do túnel é realizada com a remoção do aterro utilizado para a via de circulação, de resíduos, de escombro pontual e de outros materiais soltos acumulados durante ciclos anteriores. Podem ser utilizados equipamentos como giratórias e 'dumpers' para a remoção do aterro, equipamentos de lavagem ou simplesmente remoção manual, consoante a acessibilidade e as características do troço.

Figura 38 - Escarificação localizada do betão projetado. Operação de fresagem mecânica para remoção de projecção excessiva e correção da geometria da secção escavada, executada após verificação topográfica intermédia.

A presença da fiscalização permite verificar a libertação do troço, as zonas de interface, a acessibilidade para trabalhos subsequentes e a ausência de elementos que comprometam a

aderência ou o escoamento de água. São também registadas zonas com sinais de infiltrações recorrentes ou de necessidade de tratamento adicional antes da impermeabilização.

A Figura 39 apresenta a base do túnel após a conclusão das operações de remoção do aterro provisório, escarificação localizada, limpeza pronta para receber betão projetado por se tratar de uma secção tipo R. Nesta fase, a geometria interior encontra-se validada por verificação topográfica, garantindo que a secção cumpre os parâmetros definidos no projecto. A fiscalização confirma nesta etapa a conformidade dimensional e a preparação da base para a aplicação de betão de regularização e, posteriormente, aplicação da impermeabilização e revestimento definitivo.

Esta fase, embora menos visível do ponto de vista estrutural, representa uma etapa crítica de transição entre a escavação e os acabamentos técnicos, e constitui um ponto de controlo importante para a fiscalização, quer pela leitura final do comportamento do suporte primário, quer pela validação das condições operacionais para as equipas seguintes. A rastreabilidade desta actuação é assegurada por meio de fotografias datadas, registos em caderno e comunicação informal com os responsáveis pela execução.

Figura 39 - Soleira do túnel após limpeza e verificação topográfica intermédia. Vista da soleira do túnel após remoção da via provisória e escarificação, apresentando-se pronta para projecção de betão de protecção.

5.6. Betonagem de Regularização

Após a conclusão da fase de limpeza, a escarificação e verificação final da geometria da base do túnel, é executada a betonagem de regularização, que tem como função criar uma superfície uniforme e estável para a instalação do sistema de impermeabilização e subsequente revestimento definitivo. Esta camada, geralmente de espessura reduzida, contribui para eliminar irregularidades na escavação, proteger elementos estruturais expostos e estabelecer as cotas finais da soleira, de acordo com o projecto.

A betonagem de regularização inicia-se com a preparação da superfície, incluindo nova limpeza para remoção de poeiras, partículas soltas e eventuais resíduos. A fiscalização acompanha esta fase inicial, verificando as condições da superfície.

Durante a execução, o betão é lançado directamente sobre a base do túnel, podendo ser transportado por camião betoneira ou bombeado, consoante a acessibilidade e o comprimento do troço em execução. O controlo da espessura é assegurado por pontos de referência topográficos ou por varas-guias previamente posicionadas. A fiscalização acompanha o posicionamento desses elementos de controlo e verifica, de forma contínua, a conformidade da execução com as especificações do projecto.

Figura 40 - Aplicação de betão de regularização na soleira do túnel. Aplicação directa de betão proveniente de camião betoneira, com distribuição e nivelamento manual para obtenção de superfície uniforme. Fiscalização acompanha a conformidade da execução.

A Figura 40 regista a fase de aplicação do betão de regularização, executada directamente a partir do camião betoneira, com distribuição e nivelamento manual. Este procedimento permite criar uma superfície contínua e uniforme, corrigindo irregularidades e assegurando as cotas finais da base. Durante a execução, a fiscalização acompanha a conformidade da mistura utilizada, a correcta colocação do material e o cumprimento das inclinações e das espessuras definidas no projecto.

A superfície do betão de regularização deve apresentar acabamento uniforme, sem depressões ou saliências significativas, garantindo a continuidade do plano de apoio da impermeabilização. A presença do fiscal nesta fase permite identificar, em tempo real, eventuais defeitos de segregação ou variações na consistência da mistura, bem como procedimentos operacionais relacionados à betonagem, solicitando ajustes imediatos quando necessário. Este acompanhamento é complementado por registos fotográficos e, em alguns casos, por medições pontuais de espessura após cura inicial.

Concluída a betonagem, procede-se à verificação topográfica final, que confirma a adequação da superfície regularizada às cotas e inclinações previstas. Este registo é essencial para a rastreabilidade do processo e para garantir que o sistema de impermeabilização possa ser instalado sem ajustes significativos.

Figura 41 - Superfície regularizada na soleira do túnel.

A Figura 41 mostra a soleira do túnel após a execução integral da betonagem de regularização, apresentando uma superfície uniforme e contínua. Este resultado é obtido através de nivelamento cuidadoso durante a aplicação e controlo constante das espessuras previstas em projecto. A fiscalização valida, nesta etapa, a conformidade dimensional, registando as cotas finais e confirmando que a superfície se encontra apta para receber o sistema de impermeabilização sem necessidade de correções adicionais.

A Tabela 10 apresenta a síntese das principais operações associadas à betonagem de regularização e respectivo papel da fiscalização em cada etapa. O processo inicia-se com a preparação da superfície, fase essencial para garantir a aderência do betão, na qual a fiscalização assegura a remoção de resíduos e a verificação das cotas. Segue-se o posicionamento das varas-guia ou marcações topográficas, que controlam a espessura da camada, cabendo à fiscalização confirmar o alinhamento e a conformidade das marcações. Na etapa de lançamento e nivelamento do betão, o objectivo técnico é a criação de uma superfície contínua e estável, sendo o papel da fiscalização observar a consistência, o acabamento e a sequência de execução. Finalmente, a verificação final permite confirmar a geometria e as condições necessárias à aplicação da impermeabilização, com a fiscalização a assegurar a documentação adequada aos resultados.

Tabela 10 - Síntese das operações de betonagem de regularização e respectivo papel fiscalização

Etapa do processo	**Objectivo técnico**	**Papel da Fiscalização**
Preparação da superfície	Remover resíduos, corrigir irregularidades, garantir aderência	Verificar limpeza e cotas
Posicionamento de varas guias ou marcações topográficas	Controlar espessura e uniformidade	Confirmar alinhamento e marcações
Lançamento e nivelamento do betão	Criar superfície contínua e estável	Observar consistência, acabamento e sequência
Verificação final	Confirmar geometria e condições para impermeabilização	Registar cotas e inclinações com apoio topográfico, documentar resultado

5.7. Impermeabilização

A impermeabilização do túnel constitui uma barreira física essencial para evitar a entrada de água e de humidade no revestimento definitivo, assegurando a durabilidade da infraestrutura. O sistema e os critérios construtivos adoptados seguem as especificações definidas no documento Projecto Execução (P-PR-LI-8000-TU-ET-SCN-000001-03), garantindo desempenho hidráulico e resistência mecânica adequados ao contexto da obra subterrânea.

A aplicação da impermeabilização é realizada de forma faseada, de modo a assegurar a continuidade da protecção em toda a secção do túnel e a integração correcta com as armaduras e betonagens subsequentes. Esta sequência é acompanhada pela fiscalização, que valida cada etapa antes da passagem para a fase seguinte.

A primeira fase é a impermeabilização da soleira e das laterais. Esta primeira intervenção ocorre sobre a soleira previamente regularizada. A superfície de suporte deve apresentar-se limpa, isenta de poeiras e partículas soltas, e com correções localizadas, executadas com argamassa de cimento na dosagem 1:3, assegurando a uniformidade. A fiscalização confirma estas condições antes de autorizar o início da aplicação.

O processo inicia-se com a colocação do geotêxtil não tecido, que actua como camada de protecção mecânica da membrana. Este é aplicado de forma contínua, com sobreposição mínima de 20 cm entre os panos e com fixação que evite deslocamentos durante a instalação da membrana.

Segue-se a aplicação da membrana impermeabilizante, disposta em panos soldados por termofusão com sobreposição. As juntas da camada superior devem ser desencontradas das camadas inferiores, evitando alinhamentos que possam gerar zonas vulneráveis. A fiscalização inspeciona a qualidade da soldadura, o alinhamento e a continuidade, complementando com ensaios de soldadura (pressão de ar) para garantir estanquidade. Nesta fase, a impermeabilização abrange a soleira e as zonas laterais.

A Figura 42 evidencia a fase da aplicação de membrana, etapa crítica na execução do sistema de impermeabilização do túnel. A membrana, visível a revestir integralmente as superfícies laterais e arco invertido, constitui uma barreira contínua contra infiltrações de água, assegurando a durabilidade do revestimento definitivo em betão.

A segunda fase é a da armadura e betonagem da camada estrutural da soleira. Após a aplicação da impermeabilização, é instalada conforme a geometria do túnel, conforme os desenhos de execução. Esta armadura, composta por varões longitudinais e transversais, é cuidadosamente posicionada para manter as distâncias de recobrimento especificadas.

A betonagem da primeira camada estrutural é executada directamente sobre o geotêxtil que protege a membrana impermeabilizante, constituindo a parte inicial do revestimento definitivo na soleira. A fiscalização controla o posicionamento das armaduras, a centralização, a fixação e as condições de aplicação do betão, garantindo que não haja danos à membrana.

Figura 42 – Vista geral da secção após a instalação da membrana impermeabilizante com protecção de geotêxtil.

A Figura 43 mostra a fase da betonagem da soleira, elemento estrutural que integra o revestimento definitivo e constitui um dos elementos estruturais mais importantes do túnel, servindo de base para a futura infraestrutura ferroviária. Observa-se a equipa a executar a colocação e vibração do betão sobre a armadura previamente montada.

A terceira fase é a dos muretes de arranque. Os muretes de arranque são executados sobre a camada estrutural e têm a função de suportar os carris que guiarão o carro de aplicação da impermeabilização da parte superior do túnel e, posteriormente, de suportar a cofragem/betonagem.

Antes da betonagem dos muretes, a fiscalização confere o alinhamento, as dimensões, a aderência e a limpeza, garantindo que a instalação dos carris será precisa. A execução correta dos muretes é fundamental para evitar desalinhamentos que comprometam as fases subsequentes.

Figura 43 – Betonagem da soleira do revestimento definitivo: aplicação e vibração do betão na camada estrutural sobre a armadura.

Figura 44 – Execução do murete de arranque para apoio do carro de cofragem. À esquerda, observa-se a armadura dos hasteais e a faixa da membrana impermeabilizante.

A quarta fase é a da camada de enchimento até a base dos muretes. Concluídos os muretes, procede-se à aplicação de uma camada de enchimento em betão, elevando o nível da soleira até à base dos muretes de arranque. Esta camada serve de apoio e de regularização para a instalação do carro de cofragem/betonagem e garante a estabilidade dimensional para a fase seguinte.

A fiscalização verifica a cota final e a integridade da superfície, confirmando que esta está de acordo com o projecto.

A quinta fase corresponde à impermeabilização dos hasteais e da abóbada. Com os muretes concluídos e os carris montados, entra em operação o carro de aplicação da impermeabilização. Este equipamento, ajustado à geometria da secção, permite a colocação controlada do geotêxtil e da membrana nos hasteais e na abóbada do túnel, assegurando a continuidade e a sobreposição adequada com a impermeabilização previamente instalada na soleira e nas paredes inferiores.

Figura 45 – Carro de aplicação da impermeabilização na abóbada: equipamento móvel sobre carris assentes nos muretes, com plataformas de trabalho; observa-se a armadura dos hasteais a descoberto.

A Figura 45 regista a fase em que se instala o geotêxtil e a membrana na zona superior da secção com recurso a carro dedicado. O avanço sobre carris permite o alinhamento controlado. Nesta operação, a fiscalização verifica a limpeza do suporte, a presença do geotêxtil, as larguras mínimas de sobreposição e a qualidade das soldaduras (incluindo ensaios de pressão de ar).

Após a aplicação da membrana, são instaladas as armaduras correspondentes à zona superior do túnel, incluindo varões longitudinais e transversais e eventuais malhas electrossoldadas, seguindo-se a betonagem estrutural que completa o revestimento definitivo do túnel.

Durante toda a execução, a fiscalização verifica:

- Condições da superfície antes da aplicação do geotêxtil;
- Qualidade das sobreposições e soldaduras das membranas;
- Conformidade geométrica e posicionamento das armaduras;
- Execução das betonagens sem comprometer a integridade da impermeabilização;
- Resultados dos ensaios de soldadura, conforme (P-PR-LI-TU-ET SCN-000001-03).

Os critérios de aceitação do sistema impermeabilizante, de acordo com o documento técnico de referência (P-PR-LI-8000-TU-ET-SCN-000001-03), estabelecem que a superfície será considerada estanque se o fluxo de água for inferior a:

- 0,5 L/m^2/dia para áreas de 1 m^2
- 1,0 L/m^2/dia para áreas de 10 m^2
- 2,0 L/m^2/dia para áreas de 100m^2

Estes valores incluem fluxos através da superfície e das juntas, sendo expressamente indicado que não são admissíveis fluxos visíveis. Em caso de não conformidade, o empreiteiro deve realizar, por sua conta, os trabalhos correctivos necessários, sob supervisão da fiscalização.

5.8. Revestimento Definitivo

O revestimento definitivo corresponde à betonagem final “in situ” da secção acima dos muretes, conferindo a geometria e espessura definidas em projecto, assegurando a continuidade estrutural do conjunto. O procedimento seguinte segue o processo e as especificações do documento C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000079-01 que descreve a execução. A execução decorre por fases encadeadas: (i) soleira, (ii) arranques dos hasteais e (iii) restante da secção (hasteais completos e abóbada) com carro de cofragem.

O faseamento construtivo, como já foi descrito, define: (1) execução da soleira; (2) execução dos arranques dos hasteais; e (3) execução do restante da secção (hasteais e abóbada) – mediante carro

de cofragem. Antes de cada etapa, são realizadas marcações e verificações topográficas da armadura e/ou da cofragem, garantindo o enquadramento geométrico com a secção tipo.

A preparação das superfícies inclui limpeza, eventual betão de limpeza/regularização e tratamento das juntas de trabalho, remoção de nata e lavagem a jato de ar ou de água, quando aplicável.

O carro de cofragem é modular e ajustado à geratriz do túnel, permitindo o fecho em troços. A lista de meios inclui, entre outros, grua móvel, autobomba e o próprio carro de cofragem/betonagem. O fornecimento e a operação seguem o plano definido para a frente de obra.

Após a execução dos arranques dos hasteais, executa-se o resto da secção (hasteais completos e abóbada). Após a marcação e montagem da armadura, procede-se à montagem do carro de cofragem, à verificação topográfica, à betonagem por troços e à posterior descofragem e cura. O carro desloca-se ao longo do troço até à conclusão da secção prevista para cada ciclo.

A betonagem definitiva é contínua, evitando interrupções. A vibração é executada com vibradores acoplados à cofragem, assegurando o correcto embebimento das armaduras e a obtenção da resistência e durabilidade pretendidas. O plano de compactação respeita limites operacionais: espessura de camada a vibrar <50 cm e altura de queda < 1,5m, prevenindo segregações e sobrepressões na cofragem. Após cada betonagem, limpa-se a frente seguinte com ar e/ou água antes de avançar.

A Figura 46 ilustra a fase nuclear do revestimento definitivo. O carro de cofragem é alinhado e vedado perifericamente, garantindo a estanquidade diante das pressões de betonagem. São visíveis os passadiços de serviço que permitem o enchimento progressivo do troço - de baixo para cima.

O controlo de execução e a rastreabilidade documental incluem:

- Pedidos de autorização de betonagem (PAB) e boletins de controlo de betonagem;
- Planos de Inspecção e Ensaio (PIE) aplicáveis ao revestimento definitivo e aos materiais incorporados (armadura e betão), incluindo amostragem, cura de provetes e critérios de aceitação para a resistência à compressão, conforme especificado.

No âmbito do procedimento, estão ainda referenciados documentos de suporte para o planeamento/preparação de betonagens e a reparação de superfícies, a serem accionados quando aplicável.

A cura é executada de acordo com as condições de obra, procedendo-se à descofragem após o cumprimento do critério definido. A inspeção pós-cofragem verifica a regularidade superficial, a

ausência de defeitos e a conformidade geométrica, promovendo correcções localizadas, quando necessário, segundo o procedimento de reparação de superfície.

Figura 46 – Carro de cofragem do revestimento definitivo: equipamento metálico modular, apoiado nos muretes, com janelas de inspecção e circuitos de vibração; ao fundo observa-se um troço já betonado.

A Figura 47 regista a fase terminal descrita anteriormente, já com o revestimento definitivo integralmente betonado e descofrado. A continuidade geométrica da abóbada e dos hasteais, e a regularidade do acabamento, evidenciam o encerramento do ciclo dos troços com carro de cofragem/betonagem. Nesta etapa, a fiscalização procede à verificação final: leituras topográficas em conformidade com a secção tipo, inspecção superficial visual (ausência de segregações relevantes ou fendas) e conformidade das juntas de construção. Concluídos os registos de aceitação e de cura, seguem-se operações de limpeza e remoção de meios provisórios, preparando o espaço para trabalhos subsequentes (infraestruturas técnicas, via e acabamentos).

Figura 47 – Aspecto final do túnel após o revestimento definitivo: secção de via dupla concluída, com superfície regular.

[página propositadamente em branco]

Capítulo IV

Considerações Finais

[página propositadamente em branco]

6. Considerações finais

A presente dissertação é uma tentativa de descrever, com foco operativo, a actuação da fiscalização técnica na construção de um túnel de via dupla entre a Praça da Galiza e a Casa da Música, no âmbito da Linha G do Metro do Porto. Tentou-se partir de uma leitura integrada do processo construtivo —tratamentos do terreno, escavação, contenção primária, limpeza, reperfilagem, betonagem de regularização, impermeabilização faseada e revestimento definitivo com carro de cofragem — sublinhando o papel da fiscalização como elemento contínuo de verificação, mediação técnica e rastreabilidade entre projecto, ATE e produção. O estudo assumiu natureza descritiva, apoiada em procedimentos, registos formais e observação presencial, deliberadamente sem avaliação estatística de desempenho.

6.1. Síntese conclusiva

i) **Presença contínua da fiscalização como eixo de controlo técnico.**

A proximidade permanente do fiscal nas frentes e operações críticas, revelou-se determinante para validar condições de partida (geometria, segurança e logística), detectar precocemente desvios de execução, ajustar decisões em tempo útil com o projectista/ATE e assegurar que cada etapa deixa condições controladas para a seguinte. No método observacional como o NATM, esta presença não substitui a instrumentação nem os registos, mas encerra o ciclo entre o que estava previsto e o que efectivamente se executa.

A actuação contínua da fiscalização na janela curta avanço → tratamento → limpeza revelou-se importante para estabilizar a frente e reduzir o risco operacional na sequência seguinte. Este acompanhamento articula leitura geotécnica imediata da frente (contexto geológico, indícios de alteração e vias preferenciais de circulação de água; verificação da sequência executiva; controlo

do suporte primário (espessura e homogeneidade do betão projetado, aderência e continuidade das malhas, instalação de ferros guia, cambotas); validação dos tratamentos quando aplicáveis (enfilagens/pregagens, injecções IRS/jet, parâmetros operacionais essenciais, posicionamento, inclinação e desenvolvimento das perfurações, pressões e volumes: critérios de recusa). Ao integrar estas verificações com os registos formais (PIE), a fiscalização transforma observações pontuais em informação para decisões proporcionais ao risco — por exemplo, reforço local na frente ou antecipar exsurgências de água na frente, o que permite antecipar tratamentos de frente. O efeito prático é uma resposta mais rápida, menores variações do maciço, menor tempo de frente aberta e melhor preparação da interface para as fases subsequentes.

ii) **Valor do faseamento e das interfaces**

As transições entre fases — por exemplo, limpeza e verificação topográfica, regularização da soleira, instalação faseada do geotêxtil/membrana, execução dos muretes de arranque e posterior carro de betonagem do revestimento — implicam riscos técnicos e organizacionais. A experiência mostrou que a qualidade do resultado depende, em grande parte, da preparação minuciosa destas interfaces (alinhamentos, cotas, selagens, recobrimentos, protecção das membranas e das juntas).

iii) Rastreabilidade formal aliada à leitura em obra

O sistema de registos (PIE gerais e especializados, cartografia geológica-geotécnica, boletins de ciclo, autorizações de betonagem, ensaios de soldadura de betonagem, etc.) fornece a base documental. A fiscalização acrescenta interpretação contextual, convertendo dados e observações em informação para decisões operacionais proporcionais ao risco (como a circulação de água na frente da escavação ou pausas de correção, por exemplo).

iv) Compatibilização produto-processo

Em contexto urbano, com maciço granítico de alteração variável e cobertura por vezes reduzida, a conjugação entre requisitos estruturais (espessuras e recobrimentos), hidráulicos (estanquidade compartimentada) e construtivos (acessos, ventilação, cargas admissíveis na cofragem) exige planeamento de ciclo e verificação independente. A fiscalização funcionou como garante de coerência entre a solução e a exequibilidade, mitigando a tendência a “atalhos” operacionais.

6.2. Comentário final

A obra subterrânea urbana exige que cada decisão local preserve a integridade global do túnel. Este caso confirmou que a fiscalização técnica, presente e estruturada, é mais do que uma verificação:

é um facilitador de processos e um agente de gestão de risco no terreno. Ao ancorar a execução em faseamentos claros, interfaces bem preparadas, rastreabilidade simples e fornecimento de informações para que se tomem decisões rápidas e proporcionais, cria-se um caminho robusto para a durabilidade do túnel.

Em contexto urbano, com maciço granítico de alteração variável e cobertura por vezes reduzida, a conjugação entre requisitos estruturais (espessuras e recobrimentos), hidráulicos (controlo de fluxos de água e drenagem) e construtivos (compatibilização entre ciclos de avanço, suporte primário e revestimento definitivo) mostrou-se decisiva. A experiência relatada evidencia que a antecipação de cenários de instabilidade, a leitura contínua dos indicadores geotécnicos e a capacidade de ajustar o método construtivo em tempo real são condições essenciais para a segurança da obra.

Em termos académicos e profissionais, o estudo reforça a pertinência da integração entre teoria e prática na engenharia geotécnica aplicada a obras subterrâneas. Destaca-se a necessidade de consolidar metodologias de supervisão que, mais do que relatar inconformidades, sejam instrumentos de decisão e de gestão integrada do risco.

Por fim, a relevância do caso analisado demonstra que a qualidade de um túnel urbano não depende apenas do projecto ou da execução, mas também da articulação equilibrada entre concepção, construção e fiscalização.

[página propositadamente em branco]

Capítulo V

Referências Bibliográficas

[página propositadamente em branco]

7. Referências Bibliográficas

Afonso, M.J., Chaminé, H.I., Gomes, A., Fonseca, P.E., Marques, J.M., Guimarães, L., Guilhermino, L., Teixeira, J., Carvalho, J.M., Marques da Silva, M. & Rocha, F., 2009. Urban hydrogeomorphology and geology of the Porto metropolitan area (NW Portugal): a multidisciplinary approach. In: Culshaw M.G., Reeves H.J., Jefferson I. & Spink T. (eds.) Engineering geology for tomorrow's cities. Geological Society of London Engineering Geology Special Publications. Geological Society of London. (doi:10.1144/EGSP22.I; on CD-Rom insert, IAEG Paper 92, 9 pp.)

Afonso, M.J., Chaminé, H.I., Moreira, P.F. & Marques, J.M., 2010. The role of hydrogeotechnical mapping on the sustainable management of urban groundwater. In: Williams A.L., Pinches G.M., Chin C.Y., McMorran T.J. & Massey C.I., eds., Proceedings of the 11th Congress of the International Association for Engineering Geology, IAEG'2010, Geologically Active, Auckland, New Zealand. CRC Press: Taylor & Francis Group. pp. 1595-1602. (On CD-ROM insert, IAEG Paper 187

Afonso, M.J., Freitas, L., Devy-Vareta, N., Teixeira, J., Fontes, G., & Chaminé, H.I., 2018. Cartografia subterrânea dos antigos mananciais de Paranhos e Salgueiros para o abastecimento de água à cidade do Porto (NW de Portugal): contexto e marcos históricos. In: R. Blanco Chao, F. Castillo-Rodríguez, M. Costa-Casáis, J.H. García, M. Valcárcel-Díaz (Editores), Xeomorfoloxía e Paisaxes Xeográficas: Catro décadas de investigación e ensino. Homenaxe a Augusto Pérez Alberti. Série Homenaxes, Universidade de Santiago de Compostela Publicacións, p. 261-292.

Afonso, M.J., Freitas, L., Pereira, A.J.S.C., Neves, L.J.P.F., Guimarães, L., Guilhermino, L., Mayer, B., Rocha, F., Marques, J.M. & Chaminé, H.I., 2016. Environmental groundwater vulnerability assessment in urban water mines (Porto, NW Portugal). Water, 8(11):499. http://dx.doi.org/10.3390/w8110499

Almeida, A., 2006. Geology and urban landscape: the granite in Oporto, NW Portugal. European Geologist Journal, 21:4–8.

Apoji, D., Sheil, B. & Soga, K., 2023. Shaping the future of tunnelling with data and emerging technologies. Data-Centric Engineering, 4:e29. https://doi.org/10.1017/dce.2023.24

Araújo, M.A., Gomes, A.A., Chaminé, H.I., Fonseca, P.E., Gama Pereira, L.C. & Pinto de Jesus, A., 2003. Geomorfologia e geologia regional do sector de Porto–Espinho (W de Portugal): implicações morfoestruturais na cobertura sedimentar Cenozoica. Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe, A Coruña, 28: 79-105.

Azevedo, A., 2020. Linha Circular - Troço Liberdade/S. Bento-Boavista/Casa da Música Projeto de Execução Volume 00 - Enquadramento Geral, Porto: Metro do Porto, S.A. (Relatório Inédito).

Begonha, A., & Sequeira Braga, M.A., 2002. Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties. Catena 49:57–76.

Bickel, J.O., Kuesel, T.R. & King, E.H., 1996. Tunnel Engineering Handbook. 2.ª ed. New York: Chapman & Hall.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Interscience. Wiley, New York.

Brabant, J.-D. & Duhme, R., 2017. Hard Rock TBM Tunneling – Technical Developments and Recent Experience. Em: Proceedings of the 2017 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM17). Coreia: Techno-Press, pp. 1-10.

Broere, W. & Gaspari, G. (eds.), 2023. Urban Underground Space for Resilient Cities: Urban Problems, Underground Solutions. Lausanne: ITA-AITES.

Carríngton da Costa, J., & Teixeira, C., 1957. Notícia explicativa da Carta Geológica de Portugal, escala 1:50 000, folha 9C - Porto. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal.

Celada, B., Bieniawski, Z.T., 2020. Ground characterisation and structural analyses for tunnel design. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group

CFCFF—Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow, 1996. Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications. National Research Council, The National Academies, Washington, DC.

Chaminé, H.I., Afonso, M.J., & Freitas, L., 2014. From historical hydrogeological inventory through GIS mapping to problem solving in urban groundwater systems. European Geologist Journal, 38:33–39.

Chaminé, H.I., Afonso, M.J., Robalo, P.M., Rodrigues, P., Cortez, C., Monteiro Santos, F.A., Plancha, J.P., Fonseca, P.E., Gomes, A., Devy-Vareta, N.F., Marques, J.M., Lopes, M.E., Fontes, G., Pires, A. & Rocha, F., 2010. Urban speleology applied to groundwater and geo-engineering studies: underground topographic surveying of the ancient Arca D'Água galleries catchworks (Porto, NW Portugal). International Journal of Speleology, 39 (1):1-14. http://dx.doi.org/10.5038/1827-806X.39.1.1

Chaminé, H.I., Fernandes, I., 2023. The role of engineering geology mapping and GIS-based tools in geotechnical practice. In: Chastre C., Neves J., Ribeiro D., Neves M.G., Faria P. (eds), Advances on Testing and Experimentation in Civil Engineering. Springer Tracts in Civil Engineering. Springer, Cham, p. 3–27. https://doi.org/10.1007/978-3-031-05875-2_1

Chaminé, H.I., Gama Pereira, L.C., Fonseca, P.E., Noronha, F. & Lemos de Sousa, M.J., 2003. Tectonoestratigrafia da faixa de cisalhamento de Porto–Albergaria-a-Velha–Coimbra–Tomar, entre as Zonas Centro-Ibérica e de Ossa-Morena (Maciço Ibérico, W de Portugal). Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe, A Coruña, 28: 37-78.

Chapman, D., Metje, N. & Stärk, A., 2018. Introduction to Tunnel Construction. 2.ª ed. Boca Raton: CRC Press/Taylor & Francis Group.

COBA—Consultores de Engenharia e Ambiente, SA, 2003. Carta geotécnica do Porto, 2nd edn. COBA/FCUP/CMP, Porto.

Estanqueiro, L. A. & Salvi, L., 2020. Análise do Processo de Escavação de Túneis pela Ótica do New Austrian Tunneling Method – NATM. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento,12:75-117.

Fernandes I., Chaminé H.I., 2023. In situ geotechnical investigations. In: Chastre C., Neves J., Ribeiro D., Neves M.G., Faria P. (eds), Advances on Testing and Experimentation in Civil Engineering. Springer Tracts in Civil Engineering. Springer, Cham, p. 29–54. https://doi.org/10.1007/978-3-031-05875-2_2

Ferrovial-ACA, 2022. C-IN-LI-8000-GE-PR-FAG-000038-03-Procedimento de Execução: Escavação Subterrânea. Empreitada da Linha G-Metro do Porto, Porto: Ferrovial-ACA. (Relatório Inédito).

Freitas, L., Afonso, M.J., Devy-Vareta, N., Marques, J.M., Gomes, A. & Chaminé, H.I., 2014. Coupling hydrotoponymy and GIS cartography: a case study of hydrohistorical issues in urban groundwater systems, Porto, NW Portugal. Geographical Research, 52(2): 182-197. http://dx.doi.org/10.1111/1745-5871.12051

Freitas, L., Afonso, M.J., Pereira, A.J.S.C., Delerue-Matos, C., Chaminé, H.I., 2019. Assessment of sustainability of groundwater in urban areas (Porto, NW Portugal): a GIS mapping approach to evaluate vulnerability, infiltration and recharge. Environ Earth Sci, 78: 140 http://dx.doi.org/10.1007/s12665-019-8167-6

González de Vallejo, L.I., & Ferrer, M., 2011. Geological engineering. CRC Press, Taylor & Francis Group, London.

Health and Safety Executive, 1996. Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels: A Review of Sprayed Concrete Lined Tunnels with Particular Reference to London Clay, Sudbury: HSE Books.

Hemphill, G., 2013. Practical Tunnel Construction. New Jersey: John Whiley & Sons, Inc..

Hencher, S., 2015. Practical rock mechanics. Spon Press, Taylor & Francis Group, Abingdon.

Hoek, E., 2007. Practical rock engineering. RocScience: Hoek's Corner.

IF - Infraestruturas de Portugal, 1998. Túneis: métodos construtivos. Infraestruturas de Portugal, Lisboa, https://servicos.infraestruturasdeportugal.pt/sites/default/files/pdfs/infraestruturas/cap15-09_mar_1998.pdf (acedido em Maio de 2025).

ITA-AITES, 2025. Glossary: Tunnel. International Tunnelling and Underground Space Association, ITA-AITES. Available at: https://tunnel.ita-aites.org/en/component/seoglossary/1-main-glossary/T [Acedido em Maio de 2025].

ITA–Austria, 2012. 50 years of NATM experience reports. International Tunnelling and Underground Space Association. ITA, Wien.

Karakus, M. & Fowell, R., 2004. An insight into the New Austrian Tunneling Method (NATM). The 7th Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Turkey.

Kolymbas, D., 2008. unnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling. 2ª ed. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag.

Legget, M., 2019. Powering London´s Growth. Tunnels & Tunnelling International, p. 36–41.

Maidl, B., Thewes, M. & Maidl, U., 2013. Handbook of Tunnel Engineering. Berlin: Ernst & Sohn.

Metro do Porto, S.A., 2019. Análises Custo-Benefício Extensão do Metro do Porto Boavista/São Bento, Porto: Metro do Porto, S.A. (Relatório Inédito).

Moreira, C.M.C., 2006. Túneis, uma Herança Ancestral Rumo ao Futuro. A Obra Nasce: Revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa, 3:92-115.

Nascimento, U., 1975. Notas sobre a construção de túneis em Portugal. Geotecnia, 15:09-39. https://doi.org/10.14195/2184-8394_15_1

Norbury, D., 2020. Soil and rock description in engineering practice. 3rd Edition, Whittles Publishing, CRC Press.

OE – Ordem dos Engenheiros, 2020. Recomendações na área da geotecnia. Especialização em Geotecnia. Ordem dos Engenheiros, Lisboa.

Oliveira, R., 1975. Túneis: Prospecção geológica e geotécnica. Geotecnia, 15:137-151. https://doi.org/10.14195/2184-8394_15_4

Oliveira, R., 1986. Estudos Geológicos e Geotécnicos para o Projecto Túneis. Geotecnia, 46:9-20. https://doi.org/10.14195/2184-8394_46_1

Palmström, A., & Stille, H., 2014. Rock Engineering. 2nd ed., ICE Publishing, London.

Pistone, R.S., Pinto da Cunha, A. (eds), 2014. Tunnelling in Portugal. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Comissão Portuguesa de Túneis, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.

PMI – Project Management Institute, 2017. A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK® Guide). 6ª ed. Newton Square, PA: Project Management Institute.

Ribeiro, A., Munhá, J., Dias, R., Mateus, A., Pereira, E., Ribeiro, L., Fonseca, P.E., Araújo, A., Oliveira, J.T., Romão, J., Chaminé, H.I., Coke, C. & Pedro, J., 2007. Geodynamic evolution of the SW Europe Variscides. Tectonics, 26 (TC6009):1-24. http://dx.doi.org/10.1029/2006TC002058

Rocha M., 2013. Estruturas subterrâneas: túneis, cavernas, poços. Edição no âmbito das comemorações do centenário do nascimento do Engenheiro Manuel Rocha – 1913-2013. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

Rziha, F., 1867. Lehrbuch der gesammenten Tunnelbaukunst (Manual sobre a Arte da Construção de Túneis). Erster Band. Verlag von Ernst & Korn.

Santos, L., 2019. Projeto de Execução — Volume 6: Geologia e Geotecnia — Memória Descritiva, Porto. (Relatório Inédito).

Sauer, G. & Mergelsberg, W., 2004. Tunneling...And Beyond. Herndon, VA: Dr. G. Sauer Corporation. http://projects.dr-sauer.com/files/drsauer/public/content/file/1497/upload/tunneling-and-beyond-pdf.pdf (acedido em Maio de 2025).

[página propositadamente em branco]

ISEP INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO

P.PORTO

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Eu, **HUGO DE ALMEIDA PINTO PAIS**, N.º CC: 10473151-6-ZY7

Declaro ter conduzido e desenvolvido este trabalho académico com integridade e ética. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à elaboração da dissertação/projeto/estágio.

Declaro ainda que pontualmente recorri a ferramentas de inteligência artificial (IA) — texto, imagem, vídeo ou outro formato — apenas para fins académicos de pesquisa avançada de tópico específico e ainda fiz devida citação deste recurso sem colocar em causa os direitos de autor ou uso indevido de informações ou falsificação de conteúdos.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

ISEP, Porto, 5 de setembro de 2025

HUGO DE ALMEIDA PINTO PAIS