



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## **A influência das zonas geotécnicas nos rendimentos da produção de estacas. Caso de Estudo — Estação da Boavista | Metro do Porto**

**Rui Matos Ferreira**



**isep** Instituto Superior de Engenharia do Porto

**P. PORTO**

**2022**

(página propositadamente em branco)



# Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## A influência das zonas geotécnicas nos rendimentos da produção de estacas. Caso de Estudo — Estação da Boavista | Metro do Porto

*The geotechnical zones influence on pile production. Case Study — Boavista Station | Porto Metro*

**Rui Matos Ferreira**

**1171433**

*Estágio apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizada sob a orientação do Doutor José Augusto Fernandes, Professor Coordenador no Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*

(página propositadamente em branco)

## **Júri**

### **Presidente**

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

*Professor Coordenador com Agregação, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Especialista José Filinto Castro Trigo

*Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes

*Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

---

*A dissertação de **mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG)** foi apresentada e defendida em prova pública, por **Rui Matos Ferreira**, em 15 de Novembro de 2022 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **18 (dezoito) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.*

---

*Dedico esta dissertação*

*Aos meus Pais*

(página propositadamente em branco)

## **Agradecimentos**

Com esta dissertação encerro mais um capítulo da minha vida e aproveito este momento para endereçar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e instituições envolvidas no presente trabalho que, direta ou indiretamente, contribuíram para a sua realização.

Ao Professor José Augusto Fernandes pela sua orientação indispensável à realização deste trabalho, pela disponibilidade sempre demonstrada, pela sua transmissão de conhecimentos, por todo o seu apoio, pela sua paciência, pela sua colaboração na resolução de questões e dúvidas surgidas ao longo deste trabalho e pelas suas recomendações e correções. Desde cedo do meu percurso no ISEP que me revejo nos seus ideais, opiniões e filosofia de vida.

Ao Professor Helder I. Chaminé agradeço o acolhimento nas primeiras disciplinas da licenciatura, as palavras ditas que me motivaram a explorar esta área desconhecida na altura e por mais tarde, no curso de mestrado, me desafiar a lançar nos grandes palcos profissionais.

À empresa *ACAGEO* pertencente ao *Grupo ACA*, na pessoa do Engenheiro Paulo Lopes pela simpatia, acolhimento, disponibilidade e partilha de documentos de uma obra de referência presente e futura. Agradeço também ao Engenheiro Carlos Afonso e ao Engenheiro Ricardo pela supervisão e ensino de boas-práticas em obra.

Manifesto o meu agradecimento aos meus amigos e colegas de curso, pelos momentos passados em conjunto no ISEP, em especial ao Bruno Oliveira por todas as gargalhadas nos intervalos e ao Daniel Lopes e ao Pedro Teixeira por terem sempre uma palavra de incentivo, pelas brincadeiras e competição saudável, pela amizade, pelos conhecimentos transmitidos, bem como pelos bons e maus momentos e por me terem acompanhado ao longo destes anos.

À Rafaela por me ter acompanhado ao longo destes anos académicos, pelo suporte, pela paciência e compreensão, pelo carinho e amor demonstrado e por nos bons e maus momentos ter estado sempre a meu lado.

À minha família em geral pelo apoio, palavras de incentivo e aos meus Avós pela transmissão de conhecimentos, carinho e aprendizagens constantes ao longo do meu crescimento.

Aos meus Pais, em especial, o meu maior e mais sentido agradecimento por todo o apoio incondicional que me deram e por todos os esforços dedicados que me permitiram uma educação distinta e pelas oportunidades dadas ao longo deste caminho. Agradeço-lhes toda a educação e os valores que me passaram ao longo da minha vida. O apoio constante e os ensinamentos que por eles me foram transmitidos, permitiram-me sempre ultrapassar todos os momentos menos bons que surgiram ao longo do trajeto percorrido.

A todos vós, sem exceção, *o meu muito obrigado.*

(página propositadamente em branco)

## **Palavras-chave**

Prospecção geotécnica, Fundações especiais, Contenções periféricas, Rendimento das estacas, Zonamento geotécnico

## **Resumo**

A geologia constitui uma fonte significativa de incerteza nos projetos de fundações e contenções periféricas. É, portanto, imperativo um estudo geológico em conjunto com uma extensa campanha de sondagens e o zonamento geotécnico surge como resposta a esta incerteza, englobando todos os dados obtidos. Neste registo, as características encontradas na prática podem mesmo assim não refletir o preconizado. Este facto tem como consequência direta a alteração do cronograma da obra, com rendimentos de equipamentos na perfuração e os seus impactos económicos muito distintos do previsto, sendo necessário uma análise crítica à medida do desenvolvimento das operações. É neste enquadramento que surge o tema desta dissertação, que incide na diferença de contextos geológicos esperados e observados na construção das estacas como elementos de contenção periférica da obra na Casa da Música, parte integrante da linha G ou linha Rosa do Metro do Porto. Este contraste é comprovado através da sistematização da informação encontrada nos boletins de controlo das estacas para uma base de dados da perfuração, a execução de uma nova campanha de sondagens para comparação com os dados das estacas envolventes e sobreposição dos alçados dos sistemas de contenção aos perfis geotécnicos propostos para confirmar divergências encontradas e as consequências dessa alteração na execução na obra como o seu agravamento no tempo, as implicações nos equipamentos e as alterações associadas aos seus custos. De forma a completar todo este processo apresenta-se uma proposta de novo zonamento geotécnico, que englobe todas as informações já existentes bem como colmate as limitações encontradas e propõem-se ferramentas de corte capazes de aumentar os rendimentos obtidos.

(página propositadamente em branco)

**Keywords**

In situ geotechnical investigations, Special foundations, Peripheral containments, Pile yield, Geotechnical zoning

**Abstract**

Geology constitutes a significant source of uncertainty in the design of foundations and peripheral containments; therefore, a geological study combined with an extensive campaign of geotechnical drilling and zoning must respond to this uncertainty, encompassing all the data obtained. However, the characteristics found in practice may still not reflect what was expected. This fact has a direct consequence in the modification of the work schedule, in equipment yields in drilling, and its economic impacts differ from what was predicted, requiring a critical analysis as the operations develop. It is in this context that emerges the subject of this dissertation, which focuses on the difference of expected and observed geological contexts in the construction of piles as peripheral containment elements of the work at *Casa da Música*, part of line G or Pink line of the Porto Metro. This contrast is proven through the systematization of the information found in the control reports of the piles for a database of drilling, the execution of a new drilling campaign for comparison with the data of the surrounding piles and superposition of the elevations of the containment systems to the geotechnical profiles proposed to confirm divergences found and the consequences of this change in the execution of the work as its aggravation in time, the implications in the equipment and the associated changes in its costs. To complete this entire process, a proposal for a new geotechnical zoning is presented, which encompasses all the existing information as well as collates the limitations found and proposes cutting tools capable of increasing the yields obtained.

(página propositadamente em branco)

---

## Índice

Capítulo I .....	1
Introdução.....	1
1.1 Enquadramento.....	3
1.2 Importância do tema.....	3
1.3 Estrutura.....	4
1.4 Enquadramento da obra geral .....	5
Capítulo II .....	7
Estado da Arte.....	7
2.1 Introdução.....	9
2.2 Fatores condicionantes para a escolha do tipo de solução construtiva .....	11
2.3 A execução de estacas e as suas divisões .....	12
2.4 Processos com grande perturbação e deslocamento de solo .....	14
2.4.1 Estacas Pré-Fabricadas e Cravadas.....	14
2.4.2 Estacas com tubo moldador .....	15
2.5 Processos com pequeno deslocamento de solo .....	19
2.6 Processos sem deslocamento de solo.....	20
2.6.1 Estacas Moldadas com recurso a vara “Kelly” .....	21
2.6.2 Estacas executadas com tubo moldador recuperável (TMR) com extração de terreno.....	25
2.6.3 Estacas executadas com tubo moldador perdido (TMP) com extração de terreno	25
2.6.4 Estacas executadas com recurso a lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores..	25
2.6.5 Com recurso a trado contínuo sem recorrer a sustimento.....	27
2.7 Classificação de cortinas de estacas como elemento de contenção periférica .....	28
2.7.1 Cortina de estacas espaçadas .....	29
2.7.2 Cortina de estacas tangentes .....	29
2.7.3 Cortina de estacas secantes .....	30
2.8 Barretas .....	31
2.9 Micro-estacas .....	32
Capítulo III .....	35
Geologia e Geotecnia: Área urbana do Porto .....	35
3.1 Introdução.....	37
3.2 Enquadramento geológico, geomorfológico e tectónico.....	38
3.3 Litologia .....	39
3.4 Condições Hidrogeológicas .....	41
3.5 Trabalhos de Prospeção Geotécnica e Ensaios .....	42
3.6 Zonamento geotécnico .....	51
Capítulo IV.....	53
Caso de Estudo – Estação Casa da Música .....	53
4.1 Introdução.....	55
4.2 Enquadramento.....	56
4.3 Conceção geral e sequência construtiva da estação.....	62
4.4 Execução de estacas.....	63
4.5 Quantificação de parâmetros das estacas realizadas .....	68
4.6 Nova campanha de investigação geotécnica .....	78
4.7 Alteração das condições de execução.....	87
4.8 Nova Proposta de Zonamento Geotécnico .....	90
4.9 Sugestão de ferramentas de corte para o zonamento proposto.....	97
Capítulo V.....	99
Considerações Finais .....	99

---

5.1	Considerações Finais .....	101
5.2	Desenvolvimentos Futuros.....	103
	Referências Bibliográficas .....	105
	Bibliografia .....	106
	Anexos.....	109

---

## Índice de figuras

Figura 1 – Traçado da nova Linha Rosa e suas estações (Metro do Porto, 2022).....	5
Figura 2 – Classificação das fundações consoante profundidade (P) e largura (D) (Coelho, 1996). .....	10
Figura 3 – Divisão das estacas pelo seu efeito no solo envolvente. ....	13
Figura 4 – Terminologia utilizada na construção de estacas (Paraíso da Mata, 2021). ....	21
Figura 5 – Cortina de estacas espaçadas (Lopes & Branco, 2019). ....	29
Figura 6 – Cortina de estacas tangentes (Lopes & Branco, 2019). ....	30
Figura 7 – Cortina de estacas secantes (Lopes & Branco, 2019). ....	30
Figura 8 – Classificação das micro-estacas pelo método de perfuração. ....	32
Figura 9 – Implantação do traçado na Carta Geológica da área urbana do Porto – Carta Geotécnica do Porto (COBA, 2003). ....	39
Figura 10 – Posição das sondagens relativas ao traçado (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	44
Figura 11 – Localização da estação da Boavista / Casa da Música (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	56
Figura 12 – Posicionamento dos cortes longitudinais e transversais (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	58
Figura 13 – Corte longitudinal CL01 (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	59
Figura 14 – Corte longitudinal CL02 (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	60
Figura 15 – Corte transversal CT01 e CT02 (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	61
Figura 16 – Faseamento construtivo da totalidade das estacas da estação (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	63
Figura 17 – Exemplo de equipamento de perfuração BG 28. ....	65
Figura 18 – Exemplos de tubos moldadores de parede simples utilizado. ....	65
Figura 19 – Ferramenta de corte trado curto. ....	65
Figura 20 – Ferramenta de corte caroutier. ....	65
Figura 21 – Utilização da limpadeira. ....	66
Figura 22 – Armaduras utilizados ( $\varnothing 800$ mm). ....	66
Figura 23 – Colocação minuciosa da armadura. ....	66
Figura 24 – Armazenamento de tubos trémie. ....	66
Figura 25 – Colocação de tubos trémie e polímero. ....	67
Figura 26 – Colocação de tubos trémie numa estaca. ....	67
Figura 27 – Pormenor de polímero em estado sólido. ....	67
Figura 28 - Testemunho de sondagem com litologia granítica de estado $W_3$ a $W_2$ (ISRM, 1981). ..	67
Figura 29 – Estação de tratamento de polímero. ....	68
Figura 30 – Modelo de Boletim de Controlo de Estacas (BCE). ....	69
Figura 31 – Modelo de Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Furação. ....	70
Figura 32 – Modelo de Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Betonagem. ....	71
Figura 33 – Modelo de Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Cabeça da Estaca- Fim da Betonagem. ....	72
Figura 34 – Locais de execução dos furos de sondagens complementares. ....	78
Figura 35 – Disposição das sondagens relativamente às estacas mais próximas. ....	79
Figura 36 – Comparação em corte entre S573 e E573. ....	80
Figura 37 – Comparação em corte entre S573 e E574 com E572. ....	81
Figura 38 – Comparação em corte entre S618 e E728. ....	82
Figura 39 – Comparação em corte entre S618 e E617 com E618. ....	82
Figura 40 – Comparação em corte entre S656 e E658 com E659. ....	83
Figura 41 – Comparação em corte entre S656 e E658 com E659. ....	84
Figura 42 – Comparação em corte entre S656 e E658 com E659. ....	85
Figura 43 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de $\varnothing 800$ mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçado 4). ....	87

---

Figura 44 – Intervalos de utilização o do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçado 13). .....	87
Figura 45 – Continuação do perfil longitudinal geotécnico CL01 com intervalo de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm (alçado 13). .....	88
Figura 46 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø600 mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçado 13). .....	88
Figura 47 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçado 15). .....	88
Figura 48 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil transversal geotécnico CT02 (alçado 16). .....	89
Figura 49 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil transversal geotécnico CT02 (alçado 18). .....	89
Figura 50 – Novo zonamento proposto implementado no corte longitudinal CL01. ....	93
Figura 51 – Novo zonamento proposto implementado no corte longitudinal CL02. ....	94
Figura 52 – Novo zonamento proposto implementado nos cortes transversais CT01 e CT02. ....	95
Figura 53 – Exemplo esquemático de <i>Caroutier</i> com pastilhas de desgaste “Core Barrel with Replaceable Teeth” (BAUER Maschinen GmbH, 2020). .....	98
Figura 54 – Exemplo esquemático de <i>Caroutier</i> com <i>roller bit</i> de desgaste “Roller Bit Core Barrel with Helix Flush” (BAUER Maschinen GmbH, 2020). .....	98

---

## Índice de tabelas

Tabela 1 – Vantagens e desvantagens de estacas pré-fabricadas. ....	15
Tabela 2 – Vantagens e desvantagens de estacas moldadas "in situ" com cravação de tubo moldador obturado. ....	16
Tabela 3 – Vantagens e desvantagens de estacas sem perturbação do solo perfuradas e betonadas "in situ". ....	20
Tabela 4 – Tipos de trados para vara “Kelly” e a sua aplicação (BAUER Maschinen GmbH, 2020). ....	22
Tabela 5 – Tipos de baldes para vara “Kelly” e a sua aplicação (BAUER Maschinen GmbH, 2020). ....	23
Tabela 6 – Tipos de <i>caroutiers</i> para vara “Kelly” e a sua aplicação (BAUER Maschinen GmbH, 2020). ....	24
Tabela 7 – Dados relativos às sondagens realizadas (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	45
Tabela 8 – Dados de ensaios laboratoriais. ....	47
Tabela 9 – Intervalos de valores de resistência à compressão uniaxial para os diversos graus de alteração. ....	49
Tabela 10 - Matriz de correlação entre grau de alteração (ISRM, 1981), UCS (MPa) e porosidade (%). ....	50
Tabela 11 – Zonas geotécnicas adotadas (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	51
Tabela 12 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G1 a G4 (Brown & Hoek, 1980) (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	52
Tabela 13 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G5 a G7 (adaptado de Metro do Porto, 2019). ....	52
Tabela 14 – Compilação dos dados relativos às estacas realizadas pela empresa ACAGEO. ....	73
Tabela 15 – Resumo dos resultados de ensaio de resistência à compressão simples. ....	79
Tabela 16 – Zonamento proposto. ....	90
Tabela 17 – Novas informações sobre o zonamento proposto. ....	91
Tabela 18 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G5 a G6. ....	91
Tabela 19 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G1 a G4 (Brown & Hoek, 1980). ....	91

---

(página propositadamente em branco)

---

## Índice de gráficos

Gráfico 1 - Variação da resistência à compressão uniaxial (UCS), da porosidade e da massa volúmica aparente (adaptado de Metro do Porto, 2019).....	49
Gráfico 2 – Furação em rocha versus rendimento em rocha.....	76
Gráfico 3 – Furação em solo versus rendimento em solo.....	76
Gráfico 4 – Evolução diária do rendimento de furação. ....	77

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo I**

### **Introdução**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## **1.1 Enquadramento**

O presente estágio enquadra-se na unidade curricular “Dissertação/Estágio/Projeto”, esta unidade curricular é anual e pertence ao segundo ano do curso de mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Este estágio, com uma duração de 6 meses decorridos entre Março a Setembro de 2022, é o culminar de um protocolo com o Grupo Alberto Couto Alves (Grupo ACA) nomeadamente na ACAGEO, especializada em Geotecnia e Fundações Especiais, tendo como principal objetivo o acompanhamento da construção das estacas como elementos de contenção periférica da obra na Casa da Música, parte integrante da linha G ou linha Rosa do Metro do Porto, também conhecida por Linha Circular, que fará a ligação entre São Bento e a Casa da Música (Boavista).

No contexto do protocolo realizado efetuou-se este trabalho que contém, primeiramente, uma revisão bibliográfica da tecnologia de construção de estacas enquanto estruturas de contenção periférica, aprofundando as suas modalidades de construção, o seu campo de aplicação, vantagens e desvantagens e respetivo faseamento construtivo com o intuito de servir de suporte ao trabalho posteriormente realizado em campo e em gabinete. Na frente de obra, acompanhou-se a execução do sistema de contenção periférica da estação Boavista/Casa da Música preconizado, nomeadamente do sistema principal, constituído por cortinas de estacas espaçadas, em betão armado e, posteriormente, analisou-se o boletim de controlo interno das mesmas com o intuito de comparar rendimentos de perfuração com o zonamento geotécnico.

No âmbito do estágio, para além das atividades inerentes ao desenvolvimento do tema principal relativo à execução de estacas enquanto elementos de contenção e fundação, foram observadas outras atividades de interesse na área das engenharias geotécnica e civil como, por exemplo, a utilização de equipamentos auxiliares variados, os ensaios de controlo de qualidade no uso de polímeros e na aplicação do betão, a utilização de diferentes ferramentas de corte e a sua manutenção, o cumprimento rigoroso de normas e práticas de segurança, e ainda observar em primeiro plano o impacto dos acontecimentos globais nos custos associados à energia, combustível e matérias-primas.

## **1.2 Importância do tema**

O crescimento demográfico e a migração populacional para as zonas urbanas, nomeadamente as grandes cidades, tem induzido a necessidade de adotar soluções que permitam um melhor aproveitamento do espaço, existindo a necessidade de evitar ao máximo a acumulação excessiva como a congestão do tráfego, apostando nos transportes públicos e ao mesmo tempo tirando partido do subsolo. É, por isso, necessário recorrer a técnicas especializadas de forma a poder ser satisfeito o nível de exigências deste tipo de obras.

---

A geologia constitui uma fonte de incerteza significativa nos projetos de fundações e contenções periféricas, em particular neste caso com profundidades notórias e de larga escala. Um estudo geológico em conjunto com uma extensa campanha de sondagens e zonamento geotécnico surge como resposta a esta incerteza englobando todos os dados obtidos.

Neste registo, as características encontradas na prática podem mesmo assim não refletir o preconizado. Este facto tem como consequência direta a alteração do cronograma da obra, com rendimentos de equipamentos na perfuração e os seus impactos económicos muito distintos do previsto, sendo necessário uma análise crítica à medida do desenvolvimento das operações.

Surge assim o tema desta dissertação, que incide na diferença de contextos geológicos, esperados e observados, a sua influência na execução de obras de interesse nacional, o seu agravamento no tempo, as implicações nos equipamentos e as alterações associadas aos seus custos.

### **1.3 Estrutura**

Este trabalho encontra-se organizado em 5 capítulos, referências bibliográficas e anexos. Nestes capítulos apresentam-se as etapas desenvolvidas ao longo do trabalho de estágio. De seguida, sintetiza-se uma explicação do que é abordado em cada um desses capítulos:

Capítulo 1 – Introdução: neste capítulo apresenta-se um enquadramento geral do tema, descrevendo a sua importância e os objetivos pretendidos, a estrutura do documento e um enquadramento geral do caso de estudo.

Capítulo 2 – Estado da arte: neste capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica das estacas enquanto estruturas de contenção e fundações profundas, classificando-as e demonstrando as suas vantagens e desvantagens bem como seu faseamento construtivo, aspetos técnico-científicos relevantes do tema.

Capítulo 3 – Geologia e Geotecnia: neste capítulo descrevem-se os elementos justificativos do projeto de execução, incluindo elementos já existentes e relevantes para o mesmo, a execução de duas campanhas de prospeção geotécnica e a análise e sistematização de todos os dados geotécnicos disponíveis no sentido de elaborar o zonamento geotécnico do maciço.

Capítulo 4 – Caso de Estudo: neste capítulo desenvolve-se o tema da dissertação, o acompanhamento da obra, a sistematização da base de dados da perfuração, a execução de uma nova campanha de sondagens para confirmar divergências encontradas entre o zonamento proposto inicial e a realidade e as consequências das alterações no contexto geológico da execução na obra.

Capítulo 5 – Considerações Finais: neste último capítulo descreve-se as considerações elaboradas a partir dos resultados obtidos no capítulo anterior, bem como as propostas para desenvolvimentos futuros.

## 1.4 Enquadramento da obra geral

A extensão do Metro do Porto: Linha Rosa (Casa da Música – São Bento) está inserida no Programa Operacional Sustentabilidade e Eficiência no Uso de Recursos (POSEUR) e Portugal 2020, com o código POSEUR-01-1407-FC-000055. Com a data de aprovação de 31-10-2019 a obra terá de ser concluída até 31-12-2023 e tem como objetivo principal aumentar a procura do sistema de metro, contribuir para a redução das emissões de gases poluentes e das alterações climáticas, promover o desenvolvimento económico local e a coesão social e territorial. Com o custo total de 218.658.606,76 euros o apoio financeiro da União Europeia através do Fundo de Coesão é de 81.483.478,47 euros, cerca de 37 % do total (Metro do Porto, 2022).

A Linha Rosa (G), presente na figura 1, com uma extensão de 3 km, dos quais 2,45 operacionais, e 4 estações subterrâneas (duas adjacentes às já existentes, São Bento e Casa da Música), assegurará a ligação entre S. Bento e a Rotunda da Boavista, servindo o Hospital de Santo António, o Pavilhão Rosa Mota, o Centro Materno-Infantil, a Praça de Galiza e as faculdades do polo do Campo Alegre. Desenvolve-se totalmente em túnel e via dupla. Melhorará o acesso às áreas centrais do Porto, zonas com importantes componentes empresariais, residenciais e de saúde, captando muitos passageiros ao transporte individual. Como resultados a atingir a entidade *Metro do Porto, S.A* prevê um acréscimo de procura estimado em mais de 30 milhões de passageiros quilómetro no primeiro ano completo de operação e uma redução da emissão de CO<sub>2</sub> de quase 1500 toneladas no mesmo período (Metro do Porto, 2022).



Figura 1 – Traçado da nova Linha Rosa e suas estações (Metro do Porto, 2022).

---

Como se pode observar na figura 1, a nova linha do metro está inserida numa zona densamente populacional e como se trata de uma obra tão exigente a mesma requer diferentes conceções e sequências construtivas:

- A Estação Liberdade está localizada sob a Rua dos Clérigos entre o Largo dos Lóios e Praça de Almeida Garret, em frente à Praça Liberdade. Para minimizar as perturbações na ocupação da superfície ao longo da Rua dos Clérigos, o faseamento construtivo recorre-se ao método invertido “top-down” para a escavação, com o sistema de contenção periférica constituído por uma cortina de paredes moldadas, com 1,00m de espessura, suportada durante a fase de escavação pela laje de cobertura, sendo incorporada na estrutura definitiva. As paredes moldadas terão a dupla função de conter o terreno adjacente à estação durante a fase construtiva e de serem a parede exterior definitiva durante o tempo de vida útil da obra.
- O conjunto de obras da Estação Hospital Santo António localiza-se na confluência da Rua Doutor Tiago de Almeida com a Rua Clemente Meneres. Os acessos da Estação Hospital Santo António serão realizados pelo método "cut-and-cover", sendo a técnica de contenção periférica constituída por uma cortina de estacas de 0,60m de diâmetro, afastadas de 0,80m ou 1,60m, suportada por um ou dois níveis de escoras metálicas.
- A Estação Galiza está localizada na Rua de Júlio Dinis, em frente à Praça da Galiza. O método de contenção periférica da estação caracteriza-se por dois tipos:
  - a) Sistema principal, constituído por uma cortina de estacas em betão armado, com diâmetro de 0,80 metros, espaçadas a cada 1,60 metros e interligada por arcos de betão;
  - b) Sistema secundário (ou superficial), constituído por estacas de perfis metálicos e pranchas de madeira (contenção berlinense);
- O conjunto de obras da Estação Boavista/Casa da Música, objeto de estudo, localiza-se na Avenida de França, entre a rotunda da Praça Mouzinho de Albuquerque e a Estação Casa da Música. O seu sistema de contenção periférica, à semelhança do anterior, caracteriza-se por dois tipos embora apresente uma importante diferença no sistema principal:
  - a) Sistema principal, desta vez constituído por cortinas de estacas afastadas, em betão armado, com diâmetros de 0,80 metros e 1,00 metros, espaçadas a cada 1,00 metros e 1,25 metros, respetivamente;
  - b) Sistema secundário (ou superficial), constituído por estacas de perfis metálicos e pranchas de madeira (contenção berlinense).

---

**Capítulo II**  
**Estado da Arte**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## 2.1 Introdução

Com vista ao caso de estudo, este capítulo faz referência à família de tecnologias empregues no momento de presença em obra, sendo estas as estacas usadas tanto como estrutura de contenção periférica como fundação. Inicia-se, deste modo, pela divisão existente entre fundação e contenção, explicação dos fatores que afetam a escolha das técnicas construtivas, passando posteriormente para a divisão da execução de estacas, segundo a classificação de perturbação ao solo e termina com a explicação de cada segmento, baseando-se na bibliografia dos principais aspetos relativos a esta temática.

Como já referido, na crescente valorização dos terrenos nos grandes centros urbanos é cada vez mais comum a criação de espaços subterrâneos. Torna-se assim indispensável a criação de estruturas de contenção periféricas que, ao permitirem conter o terreno na periferia da construção, irão permitir a execução dos trabalhos de escavação de face vertical em condições de segurança (Cravinho & Brito, 2002).

As contenções periféricas são elementos de estrutura que têm como função o suporte do terreno e parte da estrutura bem como de eventuais sobrecargas. Estas podem tomar um carácter provisório ou definitivo, sendo que são várias as soluções possíveis para este tipo de estruturas – muros de suporte de gravidade, muros de contrafortes, paredes moldadas, muros berlim, cortinas de estacas, entivações e ainda a conjugação com ancoragens e escoras.

As principais diferenças entre os vários tipos de contenção são essencialmente o processo de construção, o material utilizado, e a rigidez da parede. A viabilidade de qualquer dos métodos construtivos utilizados depende, em grande parte do tipo, de terreno, da posição do nível freático, dos equipamentos disponíveis e da competência dos técnicos envolvidos (Kempfert & Gebreselassie, 2006). Mascarenhas (2007) descreve e ilustra os processos construtivos utilizados correntemente em Portugal nos sistemas de contenção, sejam eles contenções, drenagens, implantações, fundações, ancoragens, túneis ou consolidação de terrenos. Federation of Piling Specialists (2020) expõe as opções de equipamentos disponíveis no mercado internacional para atingir os objetivos propostos de acordo com as normas europeias.

No caso das fundações, estas definem-se como os elementos que transmitem as forças exercidas pela edificação/construção ao terreno, seja ele solo ou rocha (Raposeiro da Silva, 2015). Estas podem ser diretas ou superficiais, semi-profundas e indiretas ou profundas em função das condicionantes construtivas e respetivos custos, figura 2, sendo P a profundidade e D a largura ou diâmetro da perfuração (Coelho, 1996).

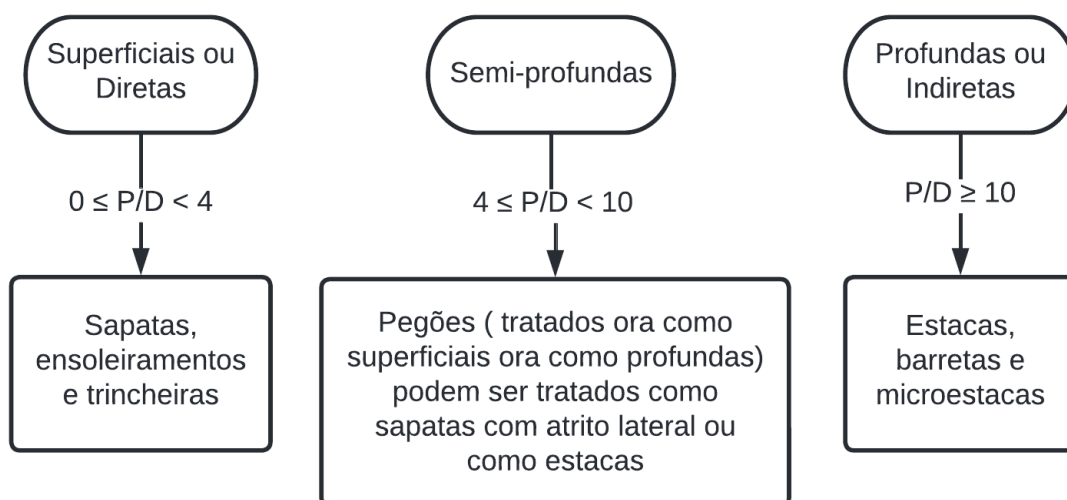


Figura 2 – Classificação das fundações consoante profundidade (P) e largura (D) (Coelho, 1996).

As fundações profundas, também referidas como especiais, são peças esbeltas e utilizadas para transmitir as ações ao terreno de características geotécnicas adequadas, em profundidade podendo suportar forças de compressão, de tração e de corte. As forças de compressão resultam de uma solicitação vertical dirigida de cima para baixo como é o caso do peso próprio da estrutura e dos sismos. No caso das forças à tração, estas resultam de uma solicitação vertical dirigida de baixo para cima, como é o caso do empolamento de terrenos argilosos, a percolação ascendente de fluidos ou os sismos. Já as forças de corte são solicitações horizontais como deslizamentos de terreno e sismos.

Estas forças transferem as cargas às camadas mais profundas do solo (parte por atrito lateral, que se desenvolve ao longo da superfície de contacto da estaca com o solo, e outra pela resistência de ponta, através da extremidade da peça). Podem ser usadas individualmente (estaca-pilar), ou em conjunto, quando estão ligadas às sapatas (maciço de encabeçamento) de uma estrutura.

De notar ainda que técnicas de tratamento de solos como o *jet grouting* são frequentemente aliadas às tecnologias posteriormente referidas para que estes fiquem com melhores características resistentes e, simultaneamente, com um impacto económico menor. A referência a esta técnica nesta dissertação surge em virtude da frequência de utilização em conjunto com fundações profundas numa só obra, principalmente com micro-estacas.

---

## 2.2 Fatores condicionantes para a escolha do tipo de solução construtiva

As principais condicionantes da escolha das soluções construtivas, a serem ponderadas em cada caso concreto, são as seguintes:

- O conhecimento das diversas técnicas de execução de contenções e escavações e respetivos domínios de aplicação (tecnologias mais recentes, perturbações associadas aos equipamentos, sistema de suporte) (Ordem dos Engenheiros, 2020);
- A definição das deformações máximas admissíveis, por forma a assegurar o adequado comportamento das estruturas e das infraestruturas das edificações confinantes (dimensionamento em relação ao estado limite de utilização, controlo dos deslocamentos e das distorções);
- Natureza e características mecânicas dos terrenos, nomeadamente geotécnicas, geológicas e espaciais, incluindo a posição do nível de água e os meios técnicos, humanos e económicos disponíveis para a respetiva construção (Penteado & Brito, 2009);
- A garantia das condições de segurança das pessoas, dos bens e condições de vizinhança (como o espaço disponível na envolvente e a existência e importância de edifícios e de infraestruturas na periferia da escavação) (Ordem dos Engenheiros, 2020);
- A durabilidade, a longo termo as estacas de madeira estão sujeitas a degradação, particularmente acima do nível de água, e ao ataque de animais marinhos xilófagos, já as estacas de betão são sensíveis ao ataque químico de sais ou ácidos do solo e as estacas de aço podem sofrer corrosão em determinadas condições de resistividade do meio (Coelho, 1996);
- Custo para o Dono de Obra; o menor custo da solução não é necessariamente o ideal, sendo que atrasos na execução, por falta de experiência ou falha na apreciação do problema real pelo Construtor, agravam consideravelmente o custo total do empreendimento. Deve ser considerado o custo de ensaios de estacas se o Construtor não revela experiência suficiente e fiabilidade na fixação das profundidades e diâmetros das mesmas; pesados sobrecustos podem advir se houver estacas com resultados de ensaios insatisfatórios. Assim, é vantajoso recorrer a um Construtor de nome conceituado e com boa experiência em trabalhos realizados no local. É de enfatizar o facto de que muitos atrasos e dificuldades em contratos de obras com estacas podem ser evitados realizando, o mais cedo possível, aprofundado reconhecimento geotécnico (Coelho, 1996).

---

### **2.3 A execução de estacas e as suas divisões**

Segundo Coelho (1996), as correntes tecnologias de estacas de betão podem ser divididas pelo seu efeito no solo envolvente, ou seja, a sua perturbação:

- De grande perturbação – estacas pré-fabricadas, maciças ou ocas, obturadas na ponteira, cravadas até à posição final, ou estacas resultantes de cravação de tubo moldador obturado que depois é extraído à medida que o vazio é preenchido com betão;
- De pequena perturbação - estacas de perfis de aço, de tubo moldador não obturado, ou de perfis tubulares formados de estacas pranchas, não obturados, ou estacas de trado ou parafuso;
- Sem perturbação - estacas em que o espaço para preenchimento com betão é obtido por perfuração e extração do terreno, sendo entubado ou não, de maneira definitiva ou não, com lama bentonítica/polímero ou não, com a perfuração à percussão, à rotação ou com a conjugação de vários métodos.

Tendo em conta esta divisão, a figura 3, sumariza a informação das estacas considerando: o comportamento e o modo de funcionamento, o efeito no solo envolvente, o processo de execução e o material de que são constituídas. De referir que existem diversas classificações relativas a estas estacas, referentes aos processos de execução, ao comportamento, ao modo de funcionamento e ao efeito que provocam na envolvente (Brito, 2000).

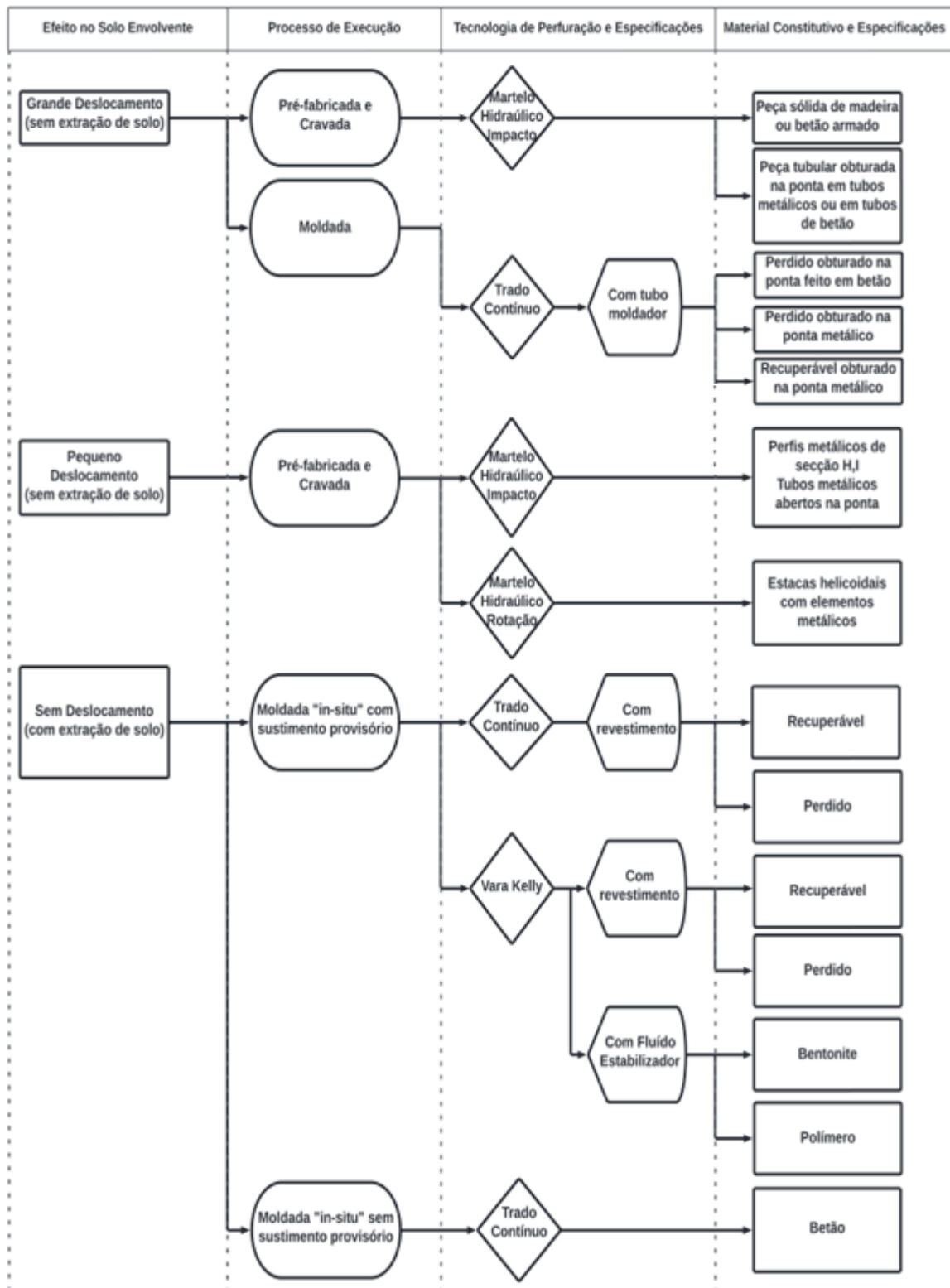


Figura 3 – Divisão das estacas pelo seu efeito no solo envolvente.

---

## **2.4 Processos com grande perturbação e deslocamento de solo**

### **2.4.1 Estacas Pré-Fabricadas e Cravadas**

Esta tipologia pode ser dividida dependendo do material que as constitui: madeira, betão armado, ou aço.

As estacas pré-fabricadas em madeira podem ser utilizadas em casos de pequenas cargas de serviço ou em obras temporárias. O processo mais utilizado para cravar estacas de madeira é o martelo de queda livre. Os danos devido ao excesso de esforços de cravação, neste tipo de estacas, ocorrem normalmente por destruição da cabeça da estaca, sendo necessário o uso de um anel de aço na cabeça da estaca para controlar e impedir danos durante a cravação. Pode-se ainda, utilizar uma ponteira metálica ou um anel de aço na ponta da estaca, especialmente se esta atravessar camadas de solos mais resistentes. É de referir, no entanto, que este tipo de estaca é cada vez menos utilizado. Como já referido no tópico 2.2, a sua muito reduzida utilização deve-se essencialmente às estruturas que têm cada vez cargas mais elevadas e à má qualidade do material (madeira) para a fabricação das estacas.

Caso sejam de betão, estes tipos podem assumir secções quadradas, hexagonais ou até circulares, vazadas ou não. São executadas com o auxílio de equipamentos de cravação que podem funcionar por cravação à percussão, prensagem ou vibração. São comercializadas com diferentes formatos geométricos e caracterizam-se por terem uma capacidade de carga bastante abrangente, podendo ser simplesmente armadas ou pré-esforçadas.

Relativamente ao processo construtivo, este resume-se a (Meireles & Martins, 2006):

1. Pré-fabricação das estacas, transporte e depósito em obra;
2. Seleção do equipamento de cravação das estacas;
3. Posicionamento da estaca;
4. Cravação;
5. Cofragem, colocação da armadura e betonagem do maciço de fundação;
6. Controlo de qualidade na execução;

A tabela 1 descreve as vantagens e desvantagens da utilização desta tipologia (Coelho, 1996).

Tabela 1 – Vantagens e desvantagens de estacas pré-fabricadas.

<b>Estacas com grande perturbação do solo</b>	
<b>Estacas Pré-fabricadas</b>	
<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Podem ser cravadas à nega prevista	O levantamento e perturbação do terreno envolvente pode causar dificuldades, tal como foi assinalado para as estacas moldadas com cravação de tudo moldador obturado
São estáveis em terrenos compressíveis como argilas moles, siltes e lodos	
O material da estaca pode ser inspecionado antes da sua cravação	
Podem ser recravadas se tiverem sido afetadas por levantamento do terreno	Não podem facilmente variar de comprimento (cortadas ou acrescentadas)
O processo de construção não é afetado pelo nível de água	Podem ser danificadas por excessiva rotação
Podem ser cravadas com grandes comprimentos se existir grande potência	A armadura é condicionada mais pelas necessidades de movimentação e cravação do que pela resistência à carga atuante em serviço
Podem ser instaladas até uma cota acima do terreno ou através da água em estruturas marítimas	Não podem ser cravadas com grande diâmetro ou em condições de limitação de pé direito
Podem aumentar a compacidade relativa da camada granular de fundação	Ruído, vibração e deformações do terreno, podem causar dificuldades

Como é possível observar na tabela 1, é definido um critério de paragem denominado de “nega”, que consiste na paragem da cravação considerando um certo número de impactos máximo, para um deslocamento determinado (BAUER Spezialtiefbau GmbH, 2015). Este critério é definido pelo projetista com base nos valores das cargas e da compacidade dos terrenos a atravessar. Para a cravação das estacas a responder por atrito, também pode haver um critério de “nega”, contudo é comum haver uma profundidade fixa estipulada em projeto.

#### **2.4.2 Estacas com tubo moldador**

As estacas executadas com tubo moldador são instaladas através da cravação, até à profundidade desejada, de um tubo de base obturada ou não obturada, constituído por uma série de peças metálicas rígidas acopláveis e desacopláveis. A armadura é, seguidamente, colocada e o tubo é então preenchido com betão.

Em outros tipos de estaca, com revestimento de peças acopladas de betão pré-fabricadas ou quando o tubo moldador é de fina espessura, a cravação é feita através de um veio moldador interior, mandril (ferramenta autocentrante) de modo que o impacto exercido pelo equipamento seja direcionado apenas para o mesmo que se encontra apoiado no obturador, exercendo assim uma cravação interna e atenuando as tensões no revestimento.

Durante a betonagem é ainda possível recuperar o tubo moldador, tornando esta solução mais económica do que qualquer outra, na relação custo/capacidade final (Tomlinson & Woodward, 2008). No entanto, esta solução com o tubo moldador recuperado só é possível quando a profundidade designada da estaca é menor que o comprimento máximo do tubo que é passível de ser retirado, isto tendo em consideração que não existe restrições na vibração e no empolamento do solo provocado. A tabela 2 descreve as vantagens e desvantagens da utilização desta tipologia (Coelho, 1996).

Tabela 2 – Vantagens e desvantagens de estacas moldadas "in situ" com cravação de tubo moldador obturado.

<b>Estacas com grande perturbação do solo</b>	
<b>Estacas moldadas "in situ" com cravação de tubo moldador obturado</b>	
<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Podem ser cravadas até à nega prevista	Levantamento do terreno vizinho que pode afetar estruturas adjacentes ou serviços
Comprimentos facilmente ajustáveis	Perturbação do terreno que pode levar a reconsolidação e desenvolvimento de atrito negativo nas estacas
Pode formar-se uma base alargada, aumentando a compacidade relativa da camada de apoio da ponta da estaca, que no caso de ser arenosa permite muito maior capacidade de carga de ponta	Deslocamentos em muros de suporte vizinhos
	Subida (expulsão) de estacas anteriormente cravadas, quando a penetração da ponteira destas estacas, na camada de apoio, não foi suficiente para mobilizar a necessária resistência às forças de levantamento
	Danificação, por tração, de estacas não adequadamente armadas ou de betão ainda fresco, quando a amarração na ponteira for suficiente para as forças de levantamento
	Danos em estacas de betão fresco, não revestido ou de revestimento de pequena espessura, devido às forças horizontais, por exemplo estrangulamento ou cintagem
A armadura da estaca não é imposta pelas necessidades de manuseamento e cravação da estaca	O betão não pode ser inspecionado após a execução da estaca
	O betão pode ser enfraquecido se aparecem correntes ascendentes de água artesiana, aquando da extração do tubo moldador
É cravada com ponteira obturada e evitando-se assim os efeitos nocivos da água do solo	As insuficientes secções do aço do tubo, ou de cascas de betão, podem ser danificadas ou distorcidas por sobrecravação
	Limitação no comprimento devido à força necessária para a extração do tubo moldador
O ruído e a vibração podem ser reduzidos em alguns tipos, cravando, por exemplo, um rolhão no fundo do tubo moldador	Ruído, vibração e deslocamentos de terreno, podem causar perturbações ou prejuízos em estruturas adjacentes
	Não podem ser cravadas com muito grandes diâmetros, nem formar grandes alargamentos de ponteira

De seguida expõem-se as diferenças entre a utilização de tubo moldador perdido ou recuperável.

---

### **Estacas executadas com tubo moldador perdido (TMP)**

É possível executar estacas com recurso a tubo moldador perdido de dois modos diferentes, em que num deles é cravado um tubo moldador de base obturada e no outro é cravado um tubo moldador de base não obturada, sendo necessário proceder-se à remoção do terreno no seu interior à medida que o tubo é cravado, mantendo sempre a sua base abaixo da escavação.

O processo construtivo de tubo moldador perdido, de base não obturada, é o seguinte (Meireles & Martins, 2006):

1. Seleção do equipamento de furação e movimentação de material;
2. Verticalização do equipamento e introdução do tubo de maior diâmetro do que o da estaca - em obras executadas dentro de água, dá melhores condições para a cravação do tubo moldador;
3. Cravação do tubo moldador pelo seu peso e pressão que o equipamento introduz por vibração (motor vibrado suspenso por cabo); tubo cravado 1,0 a 1,5m no terreno com boas características;
4. A seleção do equipamento de perfuração do terreno é feita com base na respetiva consistência, isto é, para terrenos de baixa consistência utiliza-se a limpadeira, enquanto para terrenos de consistência mais elevada recorre-se ao trado, sendo que a limpadeira é novamente utilizada para remover os detritos no fundo do furo;
5. A armadura, pré-fabricada com o seu comprimento total (com empalmes e espaçadores), é transportada para o interior do furo com uma grua; a betonagem é feita através de um *trémie*, ou seja, um funil acoplado a vários troços de tubos metálicos ligados entre si.
6. Betonagem feita por bombagem de um camião – betoneira com betão pronto com uma mangueira; a água, menos densa que o betão, é empurrada para fora do furo moldador; a extremidade inferior do *trémie* mantém-se no interior do betão cerca de 2 metros; a operação de recuperação dos troços da *trémie* é repetida até preencher com betão e na sua totalidade o interior do tubo moldador;
7. Presa do betão (dentro do tubo, em face da existência de água no exterior, o que inviabiliza a sua recuperação) e saneamento da cabeça da estaca acima do tubo moldador (martelos pneumáticos); tubo exterior não aderente ao moldador e ligação da estaca à superestrutura (geralmente através do maciço de fundação).

---

Como já referido anteriormente, é também possível executar este tipo de estaca através de um tubo moldador obturado, impedindo o acesso do terreno ao interior do mesmo. A obturação pode ser conseguida através de uma ponta cónica metálica ajustada ao diâmetro do tubo moldador ou através de um tampão ou rolhão de betão pré-fabricado ou fabricado *in-situ*, que consiste numa pequena quantidade de betão muito com seco com valor de slump muito baixo.

Depois de obturado, o tubo poderá ser cravado à precursão, pelo topo, através de um capacete de cravação ou então diretamente na obturação. Procede-se à instalação da armadura e à betonagem, como referido na modalidade anterior, sendo válidas as considerações feitas a respeito da betonagem e das armaduras. Após a presa do betão é necessário sanear a cabeça da estaca e posteriormente executar o maciço de fundação.

O tubo moldador perdido garante, desta forma, um aumento de resistência significativo e ainda confere uma proteção permanente à estaca, aumentando assim a sua durabilidade. A estaca tem assim uma melhor qualidade final, por não haver mistura do betão com o solo e por não haver movimento da armadura durante a retirada do tubo. No entanto, se o tubo moldador permite um aumento significativo da qualidade final da estaca, ele também representa um custo muito acrescido e de difícil amortização na execução de múltiplas estacas.

### **Estacas executadas com tubo moldador recuperado (TMR)**

À semelhança da alternativa anterior, o tubo moldador cilíndrico tem a função de conter as paredes do furo enquanto o seu interior não é preenchido com betão. No entanto, neste método, o tubo moldador é extraído e recuperado à medida que a betonagem vai decorrendo. À semelhança das estacas de tubo moldador perdido, as estacas com tubo moldador recuperado podem também ser executadas de dois modos diferentes, isto é, de tubo moldador obturado ou de tubo moldador não obturado.

O processo construtivo de tubo moldador recuperado, de base não obturada, é o seguinte (Meireles & Martins, 2006):

1. Procede-se à escavação do terreno à medida que o tubo moldador é cravado;
2. Ao atingir-se a cota prevista é necessário recorrer-se à limpeza do furo que poderá ser feita, por exemplo, através de uma limpadeira;
3. De seguida, é então instalada a armadura como referido nas modalidades anteriores. O processo de betonagem é idêntico ao anteriormente descrito, ou seja, recorrendo a um *trémie*, cuja extremidade inferior deve permanecer mergulhada no betão já bombeado;

- 
4. À medida que a betonagem vai decorrendo, o tubo moldador deve ser extraído de forma gradual com auxílio de macacos hidráulicos, complementados com vibração. A sequência temporária é de extrema importância, já que se a subida for demasiado lenta, o betão já seco agarra-se às paredes do tubo, diminuindo a secção da estaca, e, se for rápida demais, o betão não tem autossustentação e dá-se o corte da estaca.

No que diz respeito à execução de estacas de tubo moldador recuperado com obturador, estas podem ter diversas formas de obturação. Podem estas ser formadas através de uma ponteira cónica metálica ou através de um tampão ou rolhão de betão pré-fabricado. Outra alternativa, é executar uma obturação *in-situ*, descarregando para o fundo do tubo, que se encontra cravado numa pequena profundidade e convenientemente limpo. A cravação do tubo pode ser conseguida percutindo o tubo moldador, ou caso o obturador seja um rolhão formado *in-situ*, recorre-se à percussão diretamente sobre o mesmo. Atingida a cota desejada, procede-se à expulsão do rolhão. Se estiver aderente ao tubo moldador, o que se faz é percutir fortemente o rolhão, conseguindo que este se esboroe, enquanto se prende o tubo moldador à máquina, impedindo-o de acompanhar o rolhão. No caso da obturação metálica cónica, como a sua ligação não funciona à tração, a introdução de um movimento do tubo para cima desconecta-se imediatamente. A armadura é então instalada com os seus respetivos espaçadores e efetua-se a betonagem como na modalidade imediatamente anterior.

Este tipo de estacas, em relação ao anterior de tubo perdido, tem uma vantagem económica bastante significativa, no entanto, a capacidade e a qualidade final poderão ficar comprometidas devido a potenciais problemas associados à recuperação do tubo moldador.

## **2.5 Processos com pequeno deslocamento de solo**

As estacas com pequena perturbação do solo são, para além de estacas pré-fabricadas constituídas por perfis metálicos cravados de secção H ou I, estacas helicoidais com elementos metálicos.

Estas últimas são elementos metálicos compostos basicamente por uma haste com determinada geometria, possuindo um determinado número de hélices e dimensionamento com base nas condições dos solos na qual será aplicado por rotação diretamente no solo, através do motor hidráulico, são instaladas inclusivamente em solos de baixa capacidade de carga, podendo resistir a cargas elevadas. Este tipo de estacas é recomendável quando é particularmente útil, ou é imperativo, reduzir ao mínimo os movimentos e perturbações do terreno.

---

## 2.6 Processos sem deslocamento de solo

A instalação de estacas sem deslocamento consiste na extração do solo através de um processo de perfuração, formando assim um furo que será preenchido na sua totalidade por betão. Em condições favoráveis à execução deste tipo de estacas, as paredes do furo podem manter-se estáveis durante todo o processo de execução. Contudo, em condições não tão favoráveis a escavação precisa de um suporte temporário, nomeadamente por via de um tubo moldador, de lama bentonítica ou de um polímero estabilizador. O tubo moldador poderá também ser permanente, mas ao contrário das estacas de deslocamento, este será instalado num furo previamente escavado. Uma outra técnica que é também considerada como sendo sem deslocamento é a de trado contínuo. Esta técnica consiste na introdução de betão fluido através de um trado que é introduzido no terreno, *à priori*, por rotação. À medida que o trado é retirado a coluna de betão é formada, sendo depois possível introduzir a armadura.

A tabela 3 apresenta as vantagens e desvantagens da execução de estacas sem perturbação do solo (Coelho, 1996).

Tabela 3 – Vantagens e desvantagens de estacas sem perturbação do solo perfuradas e betonadas "in situ".

<b>Estacas sem perturbação do solo perfuradas e betonadas "in situ"</b>	
<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Não há risco de levantamento do terreno e comprimento facilmente adaptado	Os métodos de perfuração podem descomprimir os solos arenosos ou com seixos, ou criar lamas nos terrenos argilosos ou rochas brandas
Podem ser executadas sem ruído sensível ou vibração e sob condições de pé direito limitado	Possibilidade de cintagem ou estrangulamento em solos compressíveis
O terreno pode ser inspecionado e comparado com os dados do projeto	Dificuldade de betonagem debaixo de água; o betão não pode ser inspecionado após colocação
Podem ser executadas com muito grandes comprimentos, muito grande diâmetro e alargamentos da base-ponteira de duas a três vezes o diâmetro, se executadas em terrenos coesivos ou em rocha branda	A entrada de água pode causar anomalias ao betão antes da presa, ou perturbar o terreno envolvente, conduzindo a redução da capacidade de carga da estaca
Em terrenos com coesão podem dispensar qualquer revestimento, ou proteção com lama bentonítica, exceto junto à boca	Não se pode realizar alargamento da base-ponteira nos terrenos sem coesão
A armadura não depende das condições de manuseamento e cravação	

### 2.6.1 Estacas Moldadas com recurso a vara “Kelly”

A construção de estacas moldadas com vara “Kelly” tem um tratamento mais aprofundado por ser uma das técnicas utilizadas nos casos estudados nesta dissertação. Esta tecnologia é das mais frequentemente realizadas e são elementos cilíndricos perfurados à rotação.

A vara “Kelly” é o elemento mecânico que transmite a força de rotação (binário) à ferramenta de perfuração (Bauer Maschinen GmbH, 2013). É um elemento telescópico que pode ser constituída por dois a seis elementos, consoante a profundidade a atingir, a capacidade da máquina e a resistência do terreno. Na Figura 4 representa-se a terminologia utilizada em obras de estacas relativamente às dimensões da perfuração.

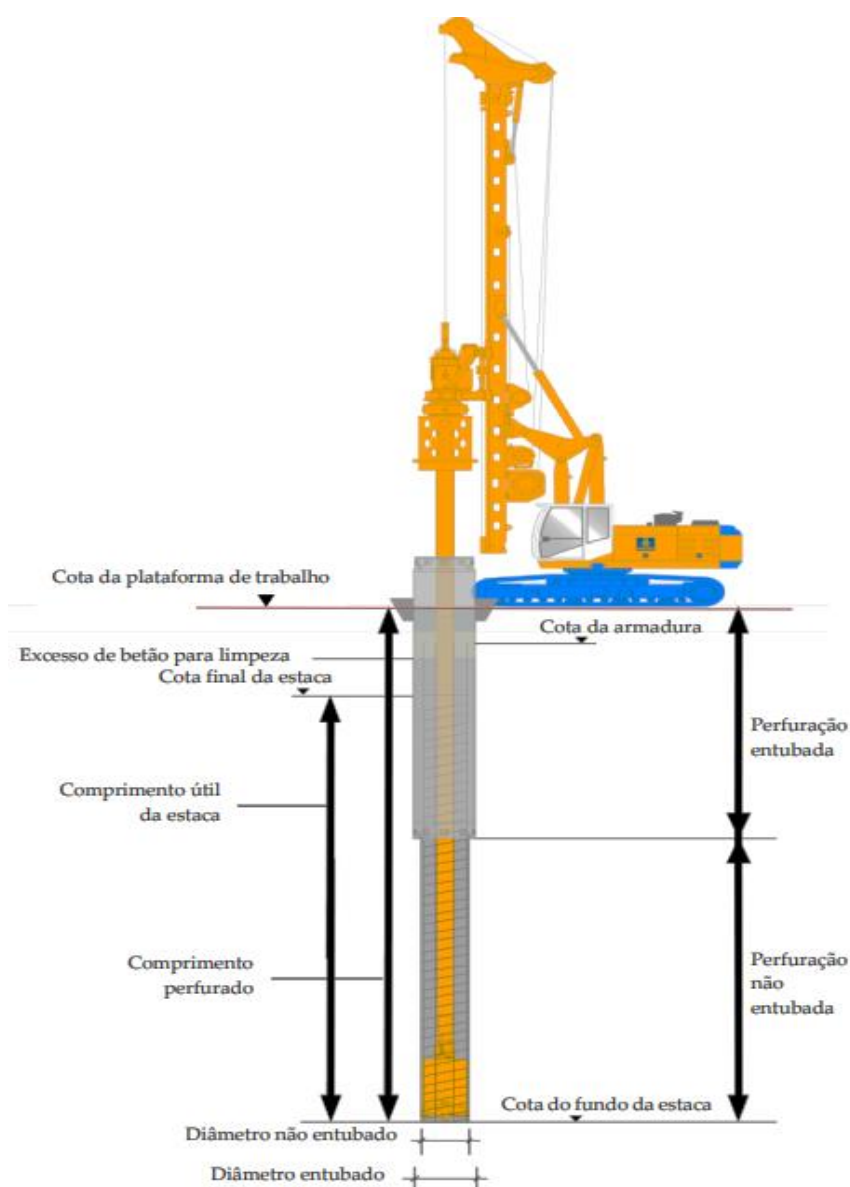


Figura 4 – Terminologia utilizada na construção de estacas (Paraíso da Mata, 2021).

A grande vantagem da aplicação desta tecnologia é a sua capacidade de adaptar os tipos de trado consoantes as suas necessidades. As tabelas 4, 5 e 6 apresentam alguns exemplos dos diferentes componentes – trados, baldes e *caroutiers*- as suas aplicações e uma imagem ilustrativa.

Tabela 4 – Tipos de trados para vara "Kelly" e a sua aplicação (BAUER Maschinen GmbH, 2020).

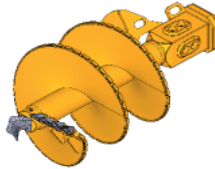
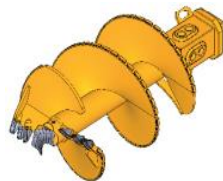
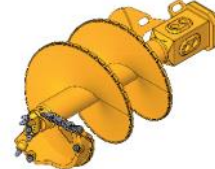





Tipos de trados para vara "Kelly" e a sua aplicação		
Tipo	Aplicações	Imagem
Piões	Areias muito compactas e cascalho; maciço W <sub>4-5</sub> até 20 MPa de resistência à compressão simples	
Piões Duplos	Semelhantes ao trado de piões, no entanto mais eficaz para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros, devido ao seu maior poder direcional	
Progressivo	Maciço W <sub>3</sub> entre 10 e 100 MPa de RCS	
Progressivo duplo	Semelhante ao anterior, mas mais eficaz para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros, devido ao seu maior poder direcional	
Capas	Argilas e siltes brandos. Areias pouco compactas a compactas	
Capas duplas	Semelhante ao trado de capas, mas mais eficaz para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros, devido ao seu maior poder direcional	
Misto	Siltes e argilas moles a rijos; areias medianamente compactas a compactas	
Misto duplo	Semelhante ao trado misto, contudo mais adaptado para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros, devido ao seu maior poder direcional	

Tabela 5 – Tipos de baldes para vara "Kelly" e a sua aplicação (BAUER Maschinen GmbH, 2020).

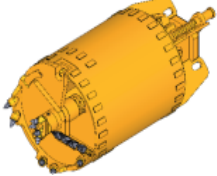
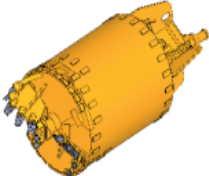

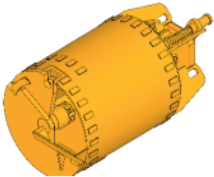
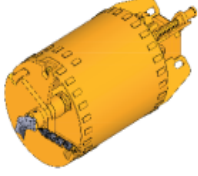
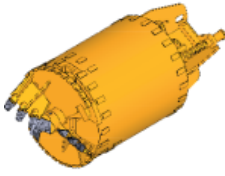
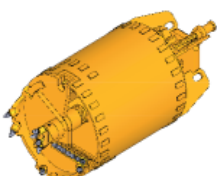
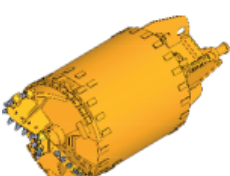
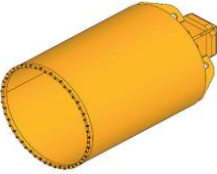
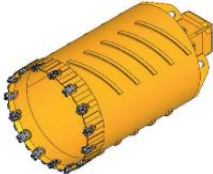
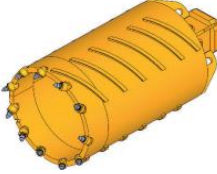
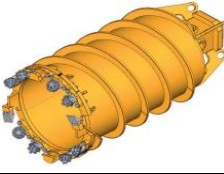
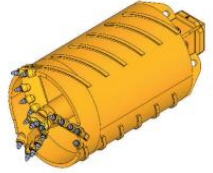
<b>Tipos de baldes para vara "Kelly" e a sua aplicação</b>		
<b>Tipo</b>	<b>Aplicações</b>	<b>Imagem</b>
Piões	Areias muito compactas e cascalhos; maciço W <sub>3</sub> , W <sub>2</sub> ; resistência <50 MPa de RCS	
Piões Duplo	Semelhante ao anterior, no entanto, mais indicado para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros devido ao seu maior poder direcional	
Progressivo	Areia compacta, argila e silte, muito utilizado para perfuração com fluídos estabilizadores	
Limpeza	Limpeza do fundo dos furos	
Capas	Argilas e siltes moles; areias soltas a mediamente compactas	
Capas duplo	Semelhante ao anterior, mas mais apto para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros devido ao seu poder direcional.	
Misto	Siltes e argilas moles a rijos; areias mediamente compactas a compactas. Cascalheiras	
Misto duplo	Semelhante ao anterior, mas mais adaptado para perfuração não entubada e/ou grandes diâmetros devido ao seu poder direcional	

Tabela 6 – Tipos de *caroutiers* para vara “Kelly” e a sua aplicação (BAUER Maschinen GmbH, 2020).

<b>Tipos de caroutiers para vara "Kelly" e a sua aplicação</b>		
<b>Tipo</b>	<b>Aplicações</b>	<b>Imagem</b>
Pitões Tungsténio	Betão e estacas secantes	
Pitões Substituíveis	Maciço $W_1$ , resistência 100 MPa e blocos e calhaus	
Com piões	Maciço com resistência 100 MPa fissurado	
Com roller bits e fluxo helicoidal	Maciço com resistência >100 MPa e rocha compacta	
Cross Cutter	Maciço com resistência até 100 MPa e rocha fissurada	

Na fase de construção é, portanto, de extrema importância conhecer adequadamente a ferramenta a utilizar, em conformidade com a litologia a intersestar, pois os rendimentos podem ser muito diferentes, como se verificará no caso de estudo.

Esta metodologia apresenta-se na secção de técnicas sem deslocamento pois está sempre aliada à execução conjunta com tubos moldadores, recuperáveis ou perdidos, e com recurso a fluídos estabilizadores como será respetivamente apresentado.

---

### **2.6.2 Estacas executadas com tubo moldador recuperável (TMR) com extração de terreno**

O estrato superficial de um furo de estaca é geralmente composto por solos fracos e soltos e, portanto, torna-se necessário suportar temporariamente as paredes do furo. É usual recorrer a um tubo moldador para evitar o colapso no troço inicial, mesmo quando o restante furo esteja estabilizado por via de ação de lamas bentoníticas ou de polímeros estabilizadores, descritos na secção seguinte, tópico 2.6.4.

Os tubos moldadores para rotação são normalmente de parede dupla para resistirem aos esforços que a máquina lhes imprime para os cravar e também para, se necessário, resistirem às mandíbulas do extrator/mesa de bambeamento, tendo ainda outra função que é o de tornar estanque estratos permeáveis que estejam abaixo do nível freático.

O processo pode resumir-se nos seguintes passos (Meireles & Martins, 2006):

1. Seleção do equipamento de perfuração e movimentação do material;
2. Formação da obturação;
3. Execução da perfuração enquanto o material retirado seja considerado seco;
4. Cravação do tubo com a obturação a impedir o acesso do terreno ao interior do tubo moldador até ser atingida a cota pretendida;
5. Remoção da obturação e continuação da perfuração;
6. A armadura é colocada com os espaçadores respetivos;
7. Betonagem com auxílio do *trémie* e remoção do tubo moldador;
8. Saneamento da estaca;

### **2.6.3 Estacas executadas com tubo moldador perdido (TMP) com extração de terreno**

O processo é semelhante ao referido no tópico anterior, atingida a profundidade desejada expulsa-se a obturação, termina-se a furação e efetua-se depois a betonagem.

### **2.6.4 Estacas executadas com recurso a lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores**

Quando o furo da estaca tem uma profundidade considerável de solos instáveis, a instalação de tubos temporários de grande comprimento torna-se um processo moroso, sendo preferível recorrer-se ao uso de lamas bentoníticas.

As lamas bentoníticas resultam de uma mistura de água com bentonite, cerca de 5-6%, formando assim um material de propriedades tixotrópicas, isto é, quando em repouso o material tem um comportamento viscoso e quando em movimento tem um comportamento relativamente fluído.

---

Em solos granulares, as lamas conseguem rapidamente penetrar nas paredes do furo, formando uma película fina praticamente estanque (*cake*) que em conjunto com a pressão hidrostática oferecida pela própria presença das lamas bentoníticas, confere a estabilização do terreno escavado. Já em solos argilosos as lamas não conseguem penetrar nas paredes do furo, ficando o terreno escavado estabilizado apenas pela pressão hidrostática conferida pelas lamas, cuja densidade é superior à da água e inferior à do betão (Meireles & Martins, 2006).

O processo construtivo de estacas com recurso a estabilização por lamas bentoníticas é o seguinte (Meireles & Martins, 2006):

1. Começa-se por montar a central de fabrico e reciclagem, que ocupará ainda um espaço significativo do estaleiro, e só então depois se prossegue à escavação do terreno. Tal como nos métodos acima referidos, a seleção do equipamento de escavação e a remoção dos solos no furo é feita consoante a consistência do próprio terreno.
2. Deve-se realizar uma escavação prévia com o trado curto para permitir a introdução do tubo-guia e, simultaneamente, melhor posicionar e verticalizar a escavação. Ao longo da escavação, o furo vai sendo preenchido com lamas bentoníticas, devendo manter-se o nível das lamas constante durante todo o processo. A profundidade da coluna preenchida com lamas não tem necessariamente de corresponder à totalidade do comprimento da estaca. No entanto, deve manter-se acima do nível freático pelo menos 2 metros.
3. Ao atingir-se a profundidade desejada, recorre-se à limpadeira para efetuar a limpeza do fundo do furo de detritos do terreno.
4. Deve-se verificar o teor de areia presente nas lamas bentoníticas antes de proceder à betonagem, sendo que um elevado teor pode acarretar o risco de misturar as partículas de areia com o betão. Por esta razão, poderá ter de se trocar as lamas bentoníticas presentes no furo.
5. De seguida, introduz-se a armadura e efetua-se a betonagem do furo, com o auxílio de um *trémie*, em simultâneo com a extração das lamas bentoníticas que, como já referido anteriormente, têm uma densidade inferior à do betão. Proceda-se à extração do tubo-guia, sendo válidas as considerações feitas no método acima descrito.
6. Por último, tal como nos métodos anteriores, a cabeça da estaca deve ser saneada e executado o maciço de fundação.

---

As lamas bentoníticas já usadas são levadas à central de fabrico e reciclagem para que possam ser recicladas e reutilizadas nas estacas seguintes. Assim que a lama entra no tanque de deposição de impurezas, esta é deixada em repouso para que as partículas maiores se depositem no fundo (decantação). A lama é então bombeada por desarenadores, que por centrifugação separam as restantes partículas sólidas da lama. Depois de terminada a reciclagem e/ou fabricação das lamas, deverão ser analisadas as suas características reológicas e comparadas com os limites estabelecidos na norma europeia EN 1536 *Bored Piles* (CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010).

Em alternativa às lamas bentoníticas, apareceu posteriormente no mercado, outro tipo de estabilizante conhecido por polímeros estabilizadores. O polímero apresenta uma aparência gelificada e translúcida que através da sua longa estrutura molecular mantém as pequenas partículas de detritos do solo em suspensão. Este estabilizante poderá ser inicialmente mais dispendioso do que as lamas bentoníticas, contudo, visto que os polímeros podem ser reciclados sem o frequente desarenamento exigido pelas lamas bentoníticas, esta solução torna-se mais económica em obras de grande envergadura e de estaleiro limitado, uma vez que não necessita de uma central de desarenamento e o facto de ter menor impacto ambiental. Por outro lado, como os polímeros estabilizadores são menos densos do que as lamas bentoníticas, não são tão indicados quando o nível freático se encontra perto da superfície do furo.

### **2.6.5 Com recurso a trado contínuo sem recorrer a sustimento**

A tecnologia de trado contínuo prescinde de tubo moldador e de lamas bentoníticas para a estabilização das paredes do furo da estaca. Neste método, a escavação é feita por rotação recorrendo a um trado contínuo que, à medida que é rodado, vai penetrando no terreno e mantendo estável o solo no interior do furo, sem necessidade de sustentar as paredes do mesmo. Entende-se por trado contínuo um eixo munido de uma hélice semelhante a uma broca com veio de comprimento pelo menos igual à profundidade da estaca, sendo o veio oco para permitir a introdução do betão diretamente no fundo da escavação. Para se dar início ao processo construtivo é então verticalizado o trado contínuo que se encontra munido de um obturador. Atingindo a cota de escavação pretendida, bombeia-se um betão altamente trabalhável para dentro do trado contínuo, o que por si só irá expulsar o cone obturador. É boa prática exercer um certo número de rotações no trado antes de o retirar, de modo a garantir que a base do furo fique completamente preenchida por betão (Paraíso da Mata, 2021).

Garantida a boa execução da betonagem da base, é então retirado o trado por completo (sem rotação) a uma velocidade correspondente ao caudal bombeado, garantindo sempre que a coluna de betão bombeado está mergulhada em betão já colocado.

---

De seguida, retira-se o material que se acumulou junto ao furo e insere-se a armadura. Por último, assim como nos restantes métodos, saneia-se a cabeça da estaca e executa-se o maciço de fundação.

As limitações construtivas referentes ao trado contínuo mais importantes a considerar são a garantia de verticalidade, do recobrimento da armadura, a profundidade que podem atingir, a incapacidade de atravessar obstáculos, como blocos de rocha ou madeira e a instalação das armaduras após betonagem (Heinzelmann, 2013).

## **2.7 Classificação de cortinas de estacas como elemento de contenção periférica**

Como já referido, a tecnologia de estacas tem o seu campo de aplicação principal ao nível de elemento de fundação profunda. No entanto, além de ser possível o seu emprego como elemento de reforço de terrenos, apresenta-se igualmente, pelas suas características, como uma opção bastante versátil para materialização de paramentos (total ou parcial) de cortinas de contenção flexíveis. Esta versatilidade advém, como já mencionado, da possibilidade de serem executadas sob a forma de vários métodos, sendo que as mais utilizadas neste tipo de contenção periférica são as moldadas, muito devido ao desenvolvimento progressivo dos equipamentos para a sua execução (Maireles & Martins, 2006).

Este tipo de estacas possui ainda a vantagem das reduzidas vibrações que causam no terreno, relativamente às estacas cravadas, requisito este indispensável na execução de uma cortina de contenção periférica e o facto de estes trabalhos decorrerem, em regra, em zonas urbanas. A solução de cortinas de estacas consiste, fundamentalmente, na construção de uma frente de estacas moldadas no terreno e na posterior escavação de um dos lados.

Atualmente, o método mais utilizado para a execução de estacas moldadas na solução das cortinas de estacas é a combinação entre o trado contínuo, o tubo moldador (geralmente recuperável) e as lamas bentoníticas (Maireles & Martins, 2006).

No capítulo referente à obra estudada, tópico 4.1, é descrito com mais detalhe o método utilizado no processo executivo das estacas integrantes da cortina de contenção. As estacas podem estar mais ou menos distanciadas entre si, podendo mesmo intersectar-se, sendo o terreno entre elas estabilizado pelo efeito de arco, teorizado por Terzaghi (1943). Esse espaçamento entre estacas é um parâmetro escolhido em projeto consoante as características/exigências da obra em questão, nomeadamente as condições geológico-geotécnicas do local (tipo de terrenos a suportar e suas características), a presença ou não de nível freático (necessidade de impermeabilização), as ações atuantes sobre a cortina (esforços de dimensionamento) e, por fim, o nível de deformações admissível (relacionado com as condições de vizinhança) (Aoki & Velloso, 1975).

### 2.7.1 Cortina de estacas espaçadas

Nesta solução, as estacas encontram-se alinhadas com um espaço livre entre elas até cerca de 1,5 metros. O terreno existente entre duas estacas consecutivas é estabilizado pelo efeito de arco, anteriormente referido, de solos relativamente estáveis. Posteriormente, na fase construtiva estabiliza-se o solo entre as estacas com betão projetado sobre uma malha soldada ou com o recurso a um betão com fibras de vidro incorporadas. Como seria de esperar, esta é uma solução que não oferece impermeabilização à contenção, sendo também menos resistente por metro linear. Deste modo, é exigida na grande maioria das vezes a colocação de ancoragens. Por outro lado, o facto de as estacas estarem suficientemente afastadas entre si torna esta solução mais económica e mais flexível, no que diz respeito ao tipo de estacas a utilizar, bem como ao diâmetro das mesmas (sendo que um aumento do diâmetro resulta num aumento de rigidez, o que pode ser interessante em algumas aplicações). Além disso, as estacas espaçadas são facilmente incorporáveis na estrutura definitiva. A geometria desta solução pode ser observada na figura 5.

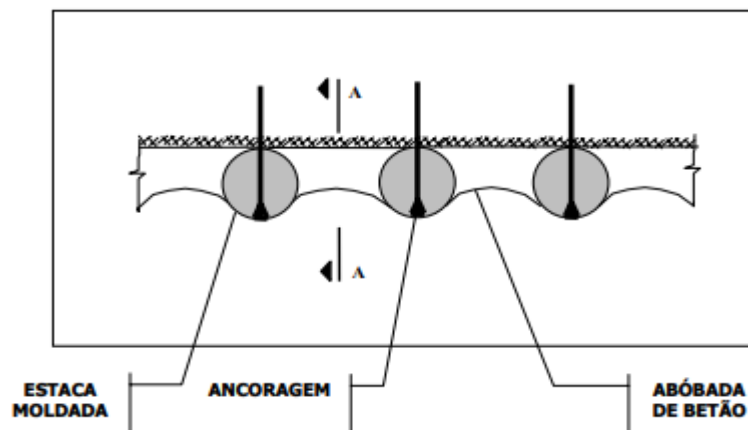


Figura 5 – Cortina de estacas espaçadas (Lopes & Branco, 2019).

### 2.7.2 Cortina de estacas tangentes

Neste tipo de cortina, as estacas encontram-se igualmente alinhadas como na solução anterior, mas os espaços livres entre as estacas são muito menores, na ordem de 75 a 200 mm. Sendo uma solução bastante idêntica à anterior, também aqui as estacas tangentes não constituem uma barreira à percolação da água para a área de escavação. As cortinas de estacas tangentes foram, deste modo, mais utilizadas em solos argilosos (como têm baixa permeabilidade, a afluência de água não constitui um problema) ou na retenção de solos granulares. A geometria desta solução pode ser observada na figura 6.

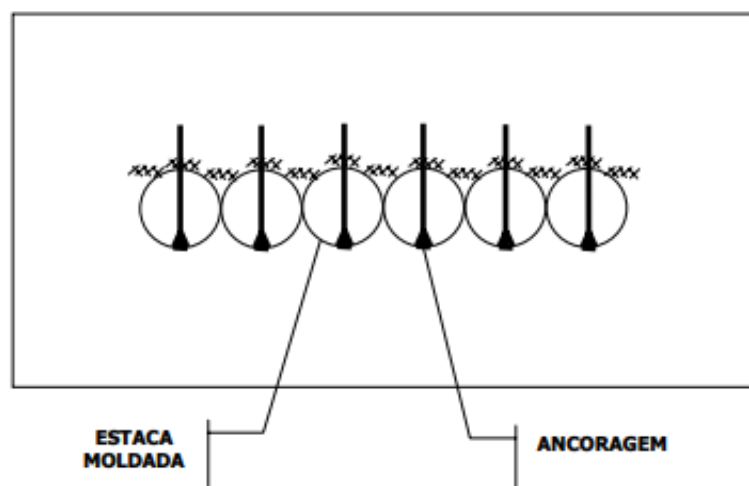


Figura 6 – Cortina de estacas tangentes (Lopes & Branco, 2019).

### 2.7.3 Cortina de estacas secantes

Nesta tipologia de cortina, as estacas são implementadas no terreno intersectando-se umas nas outras, tal como se observa na figura 7. A interseção é feita através de dois tipos de estacas, designadas por estacas-macho e estacas-fêmea. As estacas-macho são estacas idênticas às estacas tradicionais e desempenham funções estruturais. As estacas-fêmea, realizadas em primeiro lugar, são constituídas por betão plástico de baixa resistência e não são armadas, por forma a facilitar o seu corte durante a furação para a execução das estacas-macho, e funcionando, assim, como elementos de selagem. Este método apresenta, no entanto, a limitação das estacas-macho serem realizadas sem recurso ao tubo moldador.

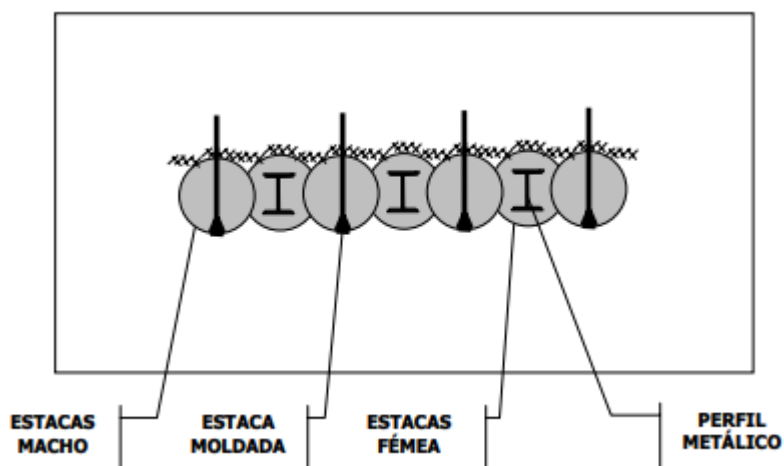


Figura 7 – Cortina de estacas secantes (Lopes & Branco, 2019).

---

A opção por determinado tipo de cortina depende de vários fatores económicos, presença e estabilização do nível freático e em situações em que os prazos a cumprir são estritos. No caso de estudo será exemplificado o método utilizado.

## 2.8 Barretas

Outro elemento de fundação profunda são as barretas que de acordo com a norma 1536 DIN-CEN:2010, referente à execução de trabalhos geotécnicos especiais, são consideradas estacas não circulares que podem ter secção transversal ou retangular, em “L” ou em “T”, constituídas por um ou mais painéis de parede moldada que se devem posicionar conforme o tipo de solo e os carregamentos a suportar. Estas são elementos que embora não sejam exploradas no caso de estudo é importante referenciar.

As principais características destes elementos são:

- elevada secção transversal;
- esbelteza média a grande;
- capazes de resistir a ações muito significativas;
- resiste a ações verticais e horizontais.

Têm uma forma mais adequada à dissipação de cargas nos terrenos intercetados e são adequadas para profundidades superiores a 10 metros (Brito & França, 1999) . São especialmente eficazes para a fundação de estruturas de grande porte (como pontes, portos e instalações fabris) onde se encontrem terrenos brandos à superfície e o substrato rochoso esteja localizado a profundidade da ordem da centena de metros (Brito, 2001).

A utilização das barretas mostra-se adequada para transmitir as cargas ao terreno em que se teria de recorrer a um grupo de estacas. Podem ser executadas em maciço rochoso, recorrendo a hidrofresa, ou em solos, utilizando-se um balde de maxilas.

Em maciço rochoso decomposto a mediamente alterado, até  $W_3$  inclusive, pode ser executada a escavação com balde de maxilas, recorrendo a trépano para desagregar o terreno que posteriormente será trazido à superfície com o balde. As escavações com balde de maxilas ou hidrofresa podem ser executadas abaixo do nível freático. Contudo, deve-se considerar a necessidade de aferir se os elementos dissolvidos no aquífero intersetado não influenciam as propriedades do fluído estabilizador.

## 2.9 Micro-estacas

As micro-estacas são elementos de fundação que se utilizam em situações em que as estacas podem não ser viáveis (Tomlinson & Woodward, 2008):

- Devido ao seu custo;
- Espaço físico necessário à colocação dos equipamentos, como no caso de reforços de fundações já existentes em edifícios ou pontes em que as cargas da estrutura possam ser transmitidas ao terreno com elementos mais simples do que estacas;
- Em situações onde os terrenos são propícios ao levantamento da estrutura, na contenção de taludes ou ainda em situações em que se requer rapidez na execução dos trabalhos, com cargas aplicadas de 50 a 500 kN tendo diâmetros comuns menores que as estacas, entre 100 mm e 300 mm, razão do termo (Frango Francisco, 2007).

A figura 8 destaca a divisão das tecnologias.

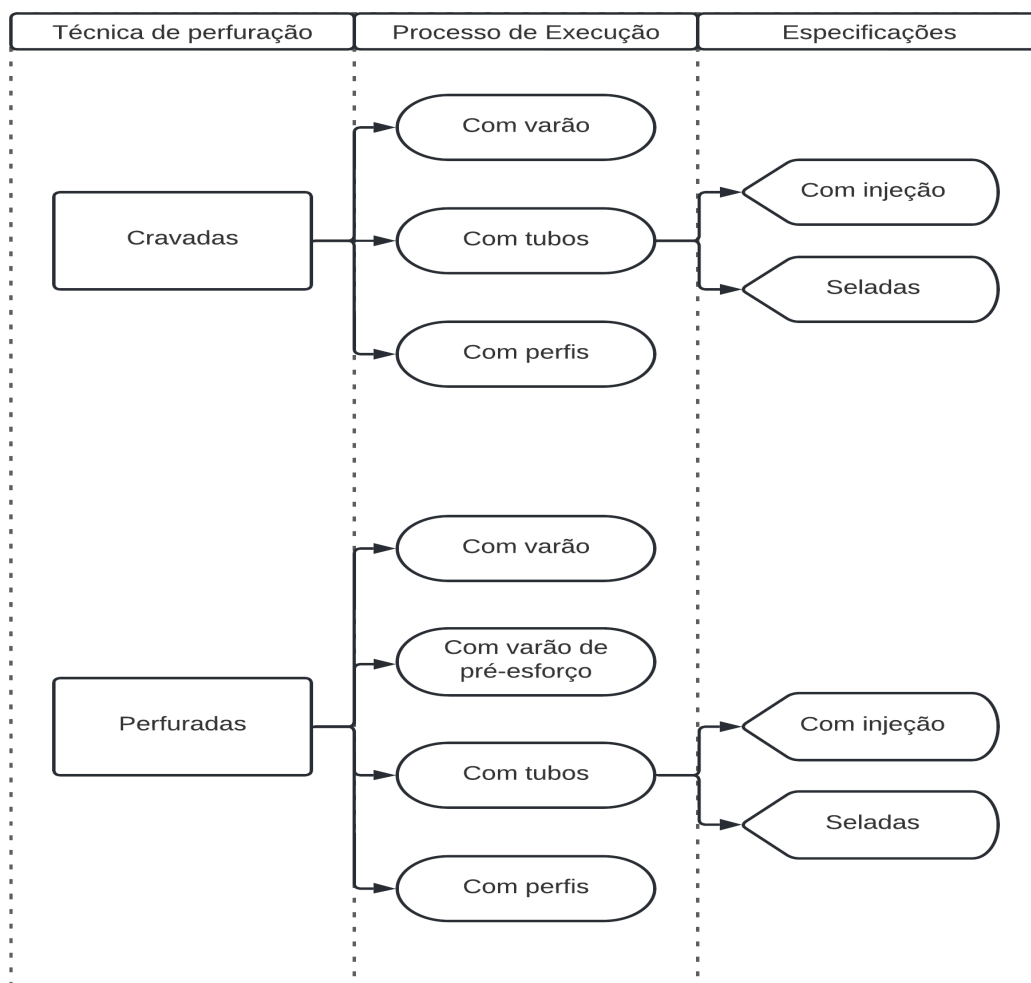


Figura 8 – Classificação das micro-estacas pelo método de perfuração.

---

Como é possível observar na figura 8, à semelhança das estacas, as micro-estacas são constituídas por betão e armaduras e podem dividir-se em perfuradas e cravadas, termos baseados no método de penetração no terreno. As perfuradas são inseridas no terreno por um processo de escavação à rotação, que pode ser prévio ou executado com a própria micro-estaca, sendo esta utilizada como ferramenta de perfuração. As cravadas são inseridas no terreno por um processo de compressão estática ou dinâmica.

Em diversas situações, as micro-estacas são utilizadas em locais onde é difícil colocar uma máquina de estacas devido ao seu tamanho. É o caso do reforço de fundações, como a utilização das estacas dúcteis cravadas. A escolha entre os diversos métodos é influenciada pelo tipo de solicitações a que a fundação estará submetida (Paraíso da Mata, 2021).

É comum classificar as micro-estacas em relação à técnica utilizada para perfuração. No entanto, existe ainda uma divisão que deve ser especificada nas micro-estacas que recorrem a tubos como armadura. Essa divisão é relativa à betonagem, podendo ser: seladas ou injetadas. De acordo com esta designação distinguem-se, pela colocação do betão/calda de cimento à pressão atmosférica, denominada de selagem, ou a uma pressão superior denominada de injeção. Também nas micro-estacas que utilizam varões pode recorrer-se a injeções, contudo estas não são tão eficazes como as que recorrem a tubos obturados.

Na rotação, a perfuração é feita por meio de um movimento circular acompanhado de uma força descendente contínua que depende da capacidade do equipamento, do diâmetro e da resistência do terreno. Pode ser utilizada em solo com recurso a trados ou em rocha com recurso a ferramentas de corte, os *caroutier* já referenciados em 2.6.1.

---

(página propositadamente em branco)

---

**Capítulo III**

**Geologia e Geotecnia: Área urbana do Porto**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

### 3.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se todos os dados geológicos e geotécnicos que foram recolhidos para sustentar as decisões tomadas em projeto. A empresa responsável pela realização da campanha de prospeção e do relatório de prospeção geotécnica, ao longo do traçado destinado à linha Rosa foi a *Argonvia – Serviços de Engenharia*. Já o Projeto de Execução foi elaborado em conjunto pelas empresas *SENER*, *CJC Engenharia e Projetos*, e *NSEENGINEERING*.

Um Relatório Geotécnico deve ser elaborado com recurso a elementos bibliográficos genéricos e geotécnicos. A pesquisa preliminar de informação e a experiência geológica e geotécnica adquirida ao longo dos anos na cidade do Porto, resultante de séculos de interação com o terreno granítico da região, seja através das primeiras modelações de terreno como através da construção dos primeiros túneis ferroviários e, mais recentemente, rodoviários e de metro, a par com numerosas publicações, são uma importante fonte de informação.

O reconhecimento geológico-geotécnico inclui a recolha e análise de todos os elementos existentes relevantes para o presente projeto, a execução da campanha de prospeção geotécnica progressiva e flexível e a análise e sistematização de todos os dados disponíveis no sentido de elaborar o zonamento geotécnico do maciço (e.g., González de Vallejo & Ferrer 2011; Chaminé et al., 2016; Matos Fernandes, 2020; Chaminé & Fernandes, 2023; Fernandes & Chaminé, 2023).

Dos diversos trabalhos e publicações existentes do Porto, destacam-se, pela importância, especificidade e fiabilidade da informação disponibilizada, os trabalhos de prospeção geotécnica realizados na proximidade dos corredores do traçado:

- Carta Geotécnica do Porto, escala 1:10000, resultados das sondagens geotécnicas e de ensaios de permeabilidade anteriores a 2003 e cartas temáticas associadas – Geológica, Hidrogeológica, Tectónica e Prospeção (COBA, 2003);
- Carta Geológica de Portugal na escala 1:50000, folha 9C–Porto e respetiva notícia explicativa (Teixeira et al., 1957; Carrington da Costa & Teixeira, 1957);
- Sondagens NORMETRO realizadas no âmbito da primeira fase da construção do Metro do Porto, especialmente as do Estudo Geotécnico da Estação da Casa da Música e as integradas no Plano de Avanço da Tuneladora (PAT) entre os Aliados e São Bento;
- Relatórios Geológico-Geotécnicos do Túnel de Ceuta e Estudo Prévio Túnel 1 (1995) e Túneis Urbanos do Porto;
- Relatório Técnico - Relatório geotécnico e geomecânico geral dos troços enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S) NORMETRO (2001).

---

### **3.2 Enquadramento geológico, geomorfológico e tectónico**

A cidade do Porto está inevitavelmente associada ao seu maciço granítico. Este sustentou a construção dos edifícios mais emblemáticos do Porto e destaca-se nos afloramentos existentes ao longo da linha de costa e nas escarpas da cidade (e.g., Carrington da Costa, 1938; Almeida, 2006).

As condições geotécnicas são, no entanto, complexas, marcadas pelo enquadramento geotectónico do maciço granítico e pela alteração hidrotermal e meteórica que se sucedeu à sua instalação (e.g., Carrington da Costa & Teixeira, 1957; Begonha & Sequeira Braga, 2002; Gaj et al., 2003; Babendererde et al., 2004; Viana da Fonseca et al., 2006).

A cidade do Porto situa-se maioritariamente na Zona Centro Ibérica e no seu limite Poente sobre terrenos da zona Ossa Morena. O contacto entre estas zonas geotectónicas é materializado pela faixa de cisalhamento Porto-Coimbra-Tomar, com orientação NNW-SSE. Trata-se de uma importante e complexa zona de deformação com dimensão crustal (Chaminé et al., 2003, 2010).

Esta proximidade do maciço granítico do Porto de uma zona de deformação intensa favoreceu uma elevada rede de fracturação e a circulação profunda de fluídos, responsáveis por uma primeira alteração/caulinização hidrotermal do maciço. A esta alteração hidrotermal inicial sucedeu a alteração meteórica condicionada pelo clima, pelas condições de infiltração das águas superficiais e pelo relevo em geral (Begonha & Sequeira Braga, 2002).

Da sobreposição no tempo e no espaço destas duas fases de alteração, resulta um maciço granítico genericamente arenizado e caulinizado, muito heterogéneo, e geotecnicamente complexo, onde o desenvolvimento dos solos graníticos a par dos níveis rochosos segue padrões erráticos (Begonha & Sequeira Braga, 2002; Babendererde et al., 2004).

Do ponto de vista geomorfológico, o traçado objeto deste estudo insere-se numa região aplanada levemente inclinada para o mar, onde zonas baixas pouco pronunciadas se sucedem a colinas com topos aplanados. No seio deste relevo moderado e intensamente ocupado, destaca-se o vale estreito e profundo do rio Douro, com as suas vertentes íngremes e elevadas (Carrington da Costa, 1938; Araújo et al., 2003).

Como se pode observar na figura 9, o traçado apresentado a linha vermelha surge implantado nas cartas geotécnicas do Porto e começa por acompanhar o desenvolvimento para poente da encosta do rio Douro, intercetando os vales das linhas de água seus afluentes. Neste trecho, até ao Pk 2+200, o relevo caracteriza-se pela alternância de linhas de água profundas e encaixadas, substancialmente aterradas, com zonas altas aplanadas.

A seguir ao Palácio de Cristal (Pk 1+500) o traçado afasta-se do rio Douro, e dirige-se para norte, alcançando, a seguir à estação da Galiza, os terrenos planos da rotunda da Boavista.

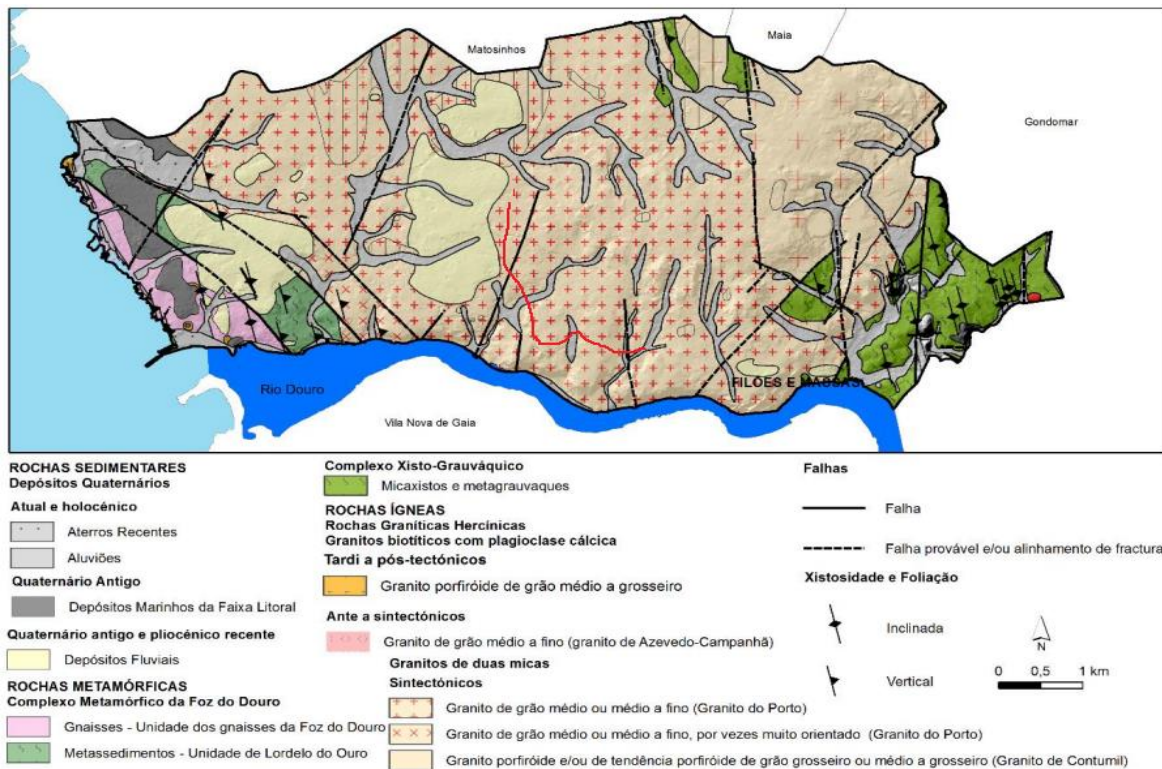


Figura 9 – Implantação do traçado na Carta Geológica da área urbana do Porto – Carta Geotécnica do Porto (COBA, 2003).

Naturalmente, junto das linhas de água e nas primeiras estações do traçado as cotas de trabalho atingem valores mais reduzidos, com mínimos próximos dos 10 metros nas Estações da Liberdade e da Galiza. Nas zonas mais elevadas, da Praça do Carmo (Pk 0+700) e do Museu Soares dos Reis (Pk 1+100), as cotas de trabalhos atingem valores máximos próximos dos 40m.

O traçado interceta 3 linhas de água afluentes do rio Douro: o rio de Vila, a ribeira das Virtudes, também conhecida como rio Frio, e a ribeira de Vilar. Todas se encontram entubadas/encanadas e os seus vales significativamente aterrados. A interceção com as linhas de água coincide com as estações da Liberdade, de Santo António e da Galiza.

### 3.3 Litologia

O traçado interessa terrenos graníticos recobertos por aterros e, frequentemente, por solos aluvionares. Deste modo, descreve-se as unidades geológicas ocorrentes ao longo do corredor reconhecido (pormenores em Carrington da Costa & Teixeira, 1957 e COBA, 2003).

---

### **Aterros (At)**

Os aterros estão relacionados com a intensa ocupação urbana de superfície e com a modelação do terreno inerente a essa ocupação. Recobrem o substrato geológico em toda a área, seja sob a forma de um nível superior de pavimento, seja em depósitos mais possantes, preenchendo as zonas depressionárias das linhas de água e modelando o relevo original (Carrington da Costa & Teixeira, 1957).

Trata-se de terrenos heterogéneos, com materiais líticos de natureza e dimensão diversa. São maioritariamente compostos por areias e cascalhos, podendo conter blocos e incluir passagens areno-siltosas e areno-argilosas, com possível contaminação orgânica, bem como materiais de natureza antrópica, tais como cerâmicas e escórias. Nas linhas de água nem sempre se conseguem diferenciar dos depósitos aluvionares inferiores (Carrington da Costa & Teixeira, 1957).

### **Aluviões (a)**

As aluviões surgem associadas às linhas de água ou talvegues intercetados pelo traçado, nem sempre perceptíveis na topografia atual. Destacam-se, pela sua possança e desenvolvimento, os solos aluvionares das linhas de água já referenciadas: rio de Vila, ribeira das Virtudes e ribeira de Vilar (Carrington da Costa & Teixeira, 1957).

Na estação da Liberdade os solos aluvionares atingem os 7 a 8 metros de profundidade e são compostos por uma areia fina, silto-argilosa, castanha-escura, ou uma areia igualmente fina, monogranular, levemente micácea, com cor amarelada. São intercetados na base dos aterros, mas também no seio do maciço granítico, facto interpretado como resultante da circulação de água no interior de galerias subterrâneas. As aluviões da estação de Santo António, preenchendo o paleovale da ribeira das Virtudes, apresentam 4 a 5 metros de espessura máxima e são compostos por areias silto-argilosas e siltes areno-argilosos, castanho-escuros ou cinzento-escuros.

Na zona da Galiza, os aterros atingem 6m de espessura e as aluviões possuem 4 a 5 metros de possança máxima. Trata-se de areias siltosas e/ou argilosas, com passagens lodosas e cor castanha-escura.

### **Granito do Porto ( $\gamma$ )**

O granito do Porto constitui a formação geológica com maior impacto na construção da nova linha G, intercetada pelo túnel mineiro e respetivas estações. O maciço ter-se-á instalado entre os terrenos xisto-grauváquicos da zona oriental da cidade e os terrenos metamórficos da Foz do Douro, definindo um batólito alinhado segundo a direção NW-SE. O maciço apresenta duas micas, com a moscovite dominante, e grão médio, por vezes grosseiro (Carrington da Costa, 1938; Carrington da Costa & Teixeira, 1957; Almeida, 2006).

---

Entre a estação de Santo António e a Estação da Galiza (Pk 1+100 a 1+420) o maciço apresenta sinais de intensa alteração hidrotermal, com passagens moscovíticas mais finas, esbranquiçadas, com foliação magmática, passagens de grão muito grosseiro, predominantemente biotíticas, zonas de fraturação sub-verticais e descontinuidades com preenchimento de óxidos de ferro, quartzo, mineral cinzento, que contrastam com a generalidade das descontinuidades, que praticamente não possuem preenchimento.

Ao longo do perfil longitudinal do projeto o padrão de alteração do maciço granítico é muito variável. Genericamente, o grau de alteração tende a diminuir com a profundidade e a compacidade dos solos graníticos a aumentar. A espessura dos solos residuais, incluindo granito decomposto, pode ultrapassar ao longo do traçado os 30m de profundidade (Gaj et al., 2003; Babendererde et al., 2004).

Mais detalhadamente, verifica-se que o processo de alteração do maciço, acelerado e condicionado pela fraturação e pelas condições de circulação de água subterrânea, conduziu a perfis de alteração erráticos e complexos, com variações bruscas do grau de alteração, com massas rochosas envoltas por solos graníticos, por exemplo, e zonas mais ou menos afetadas por caulinição (e.g., Carrington da Costa & Teixeira, 1957; Begonha & Sequeira Braga, 2002; Gaj et al., 2003; Babendererde et al., 2004).

### **3.4 Condições Hidrogeológicas**

Ao longo do corredor do traçado, a rede de drenagem original — linhas de água principais e secundárias — encontra-se canalizada (Carrington da Costa, 1938), muitas vezes com desvios significativos relativamente às linhas de talvegue e pontualmente ultrapassando linhas de cumeada suaves. O traçado interceta 3 linhas de água principais, afluentes do rio Douro: o rio de Vila, a ribeira das Virtudes e a ribeira de Vilar.

Próximo da estação da Liberdade, uma linha de água com sentido Norte-Sul que acompanha o desenvolvimento da avenida dos Aliados, junta-se ao rio de Vila. O local reveste-se de alguma complexidade, com vários trechos canalizados a convergir para o rio de Vila.

A ribeira das Virtudes nasce próximo da rua da Torrinha e encontra o rio Douro na antiga praia de Miragaia. O seu vale arejado e ao mesmo tempo abundante em água, foi um fator decisivo para a localização do Hospital Santo António. O rio, entretanto, entubado, passa por baixo do atual Hospital.

A estação de Santo António será construída no vale desta linha de água, preenchida por espessos aterros, assentes e misturados nos depósitos aluvionares originais. De salientar a existência de dois poços domésticos no vale da ribeira das Virtudes, próximos da futura estação de Santo António,

---

onde o nível de água se posiciona muito próximo da superfície, nomeadamente a 3,7 e 2,35 metros de profundidade.

A ribeira de Vilar atravessa a atual praça da Galiza e encontra o rio Douro através do vale encaixado de Massarelos. Na zona da estação confluem para o leito da ribeira duas linhas de água secundárias, o que justifica a extensão dos depósitos aluvionares reconhecidos no local. Todas as linhas de água encontram-se entubadas.

A circulação hídrica no subsolo do Porto varia em função do grau de alteração do granito. Em geral, associa-se uma circulação típica de um meio fraturado aos níveis menos alterados  $W_2$  a  $W_4$  (ISRM, 1981) e uma circulação mais próxima de um meio poroso para os níveis mais alterados classificados como  $W_5$  (ISRM, 1981). Nestes, as fraturas relíquia poderão, quando não argilizadas, contribuir também para a circulação de água no subsolo granítico.

A bibliografia da especialidade (e.g., Afonso, 2003, 2011; Afonso et al., 2007, 2010, 2016) refere que, até cerca dos 27m de profundidade, existe um aquífero livre descontínuo, tanto horizontal como verticalmente, com alimentação direta, permeabilidade média ou moderada ( $10^{-5}$ m/s) e produtividade baixa ( $Q < 0,4$ l/s). Subjacente a este, e até cerca dos 48m, surge outro nível associado ao maciço fraturado, menos alterado, alimentado por infiltração ou drenância da unidade superior, com permeabilidade muito baixa a baixa ( $K = 10^{-9}$  a  $10^{-7}$ m/s) e produtividade na maior parte das vezes muito baixa ( $Q < 0,8$ l/s) (Afonso, 2003, 2011).

A circulação faz-se maioritariamente por uma rede de falhas e alinhamentos de fraturação, sub-verticais e interligados. Neste contexto, previu-se que à cota do projeto e na dependência da interceção destas estruturas drenantes, a afluência de água ao túnel seja elevada, permanecendo no restante reduzida, do tipo Húmida ou Gotejante (Afonso, 2003, 2011).

### **3.5 Trabalhos de Prospecção Geotécnica e Ensaios**

No âmbito do caso de estudo e de modo a completar a informação existente, realizaram-se no total 55 sondagens geotécnicas à rotação, acompanhadas da execução sistemática de ensaios SPT e da recolha integral de maciço rochoso (31 sondagens na campanha de 2018, mais 17 sondagens complementares, em 2019).

A primeira campanha de prospecção desenvolveu-se no final da Primavera e início do Verão de 2018, tendo-se realizado 31 sondagens à rotação, com instalação de 15 piezómetros, 21 ensaios Lugeon e 23 ensaios Lefranc. Em laboratório foram executados 14 ensaios de resistência à compressão sobre amostras de rocha e 8 análises químicas de agressividade da água aos betões.

---

Para complementar a informação geotécnica necessária ao desenvolvimento do projeto, que não estava totalmente definido na altura da primeira campanha, e para melhorar o conhecimento de algumas zonas com deficiência de informação e de parâmetros, nomeadamente, a resistência à compressão simples da rocha, foi realizada uma segunda campanha de prospeção, entre dezembro de 2018 e março de 2019, que envolveu a execução de 17 sondagens, com instalação de 9 piezómetros, 20 ensaios de permeabilidade e mais 37 ensaios de resistência à compressão simples (UCS).

A figura 10 demonstra a disposição da campanha no traçado sendo esta no caso de estudo, estação Boavista/Casa da Música, estando o restante traçado presente no anexo 1, sendo que a mesma demonstra a compilação de toda a informação em planta, seja nas sondagens anteriores ou realizadas. As sondagens atingiram profundidades variáveis entre 20 e 47 metros, ultrapassando normalmente pelo menos 8 metros a cota de implantação do túnel. Com o avanço das sondagens em profundidade instalaram-se piezómetros que permitem a monitorização do nível freático (que só é assim designado quando medido em piezómetro) e realizaram-se ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc e do tipo Lugeon, respetivamente, nos níveis terrosos e rochosos. Em muitas sondagens foram registados níveis de água, que podem estar influenciados pela água utilizada na furação e/ou não ter tido tempo para estabilizar.

Na tabela 7 sintetizam-se as características das sondagens realizadas, listam-se a instalação de piezómetros, os ensaios de permeabilidade e os de laboratório. Já alguns exemplos de relatórios de prospeção estão presentes no anexo 2, da estação da casa da Música.

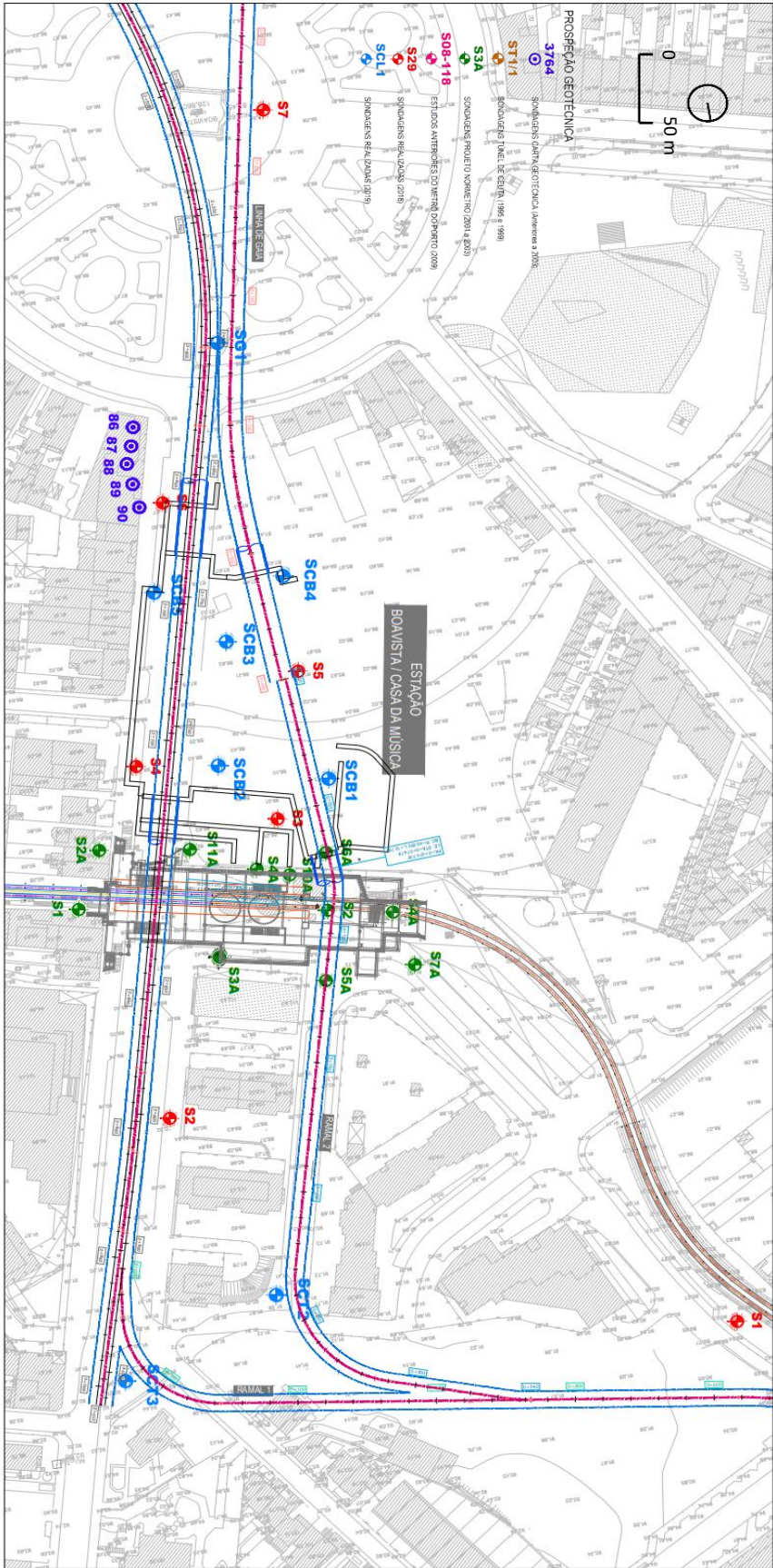


Figura 10 – Posição das sondagens relativas ao traçado (adaptado de Metro do Porto, 2019).

Tabela 7 – Dados relativos às sondagens realizadas (adaptado de Metro do Porto, 2019).

Sondagem	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S31	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	
<b>Pk</b>	Ramal 1	2+900	2+780	2+760	2+720	2+680	2+520	PV4	2+120	1+850	1+850	1+810	1+760	1+765	1+555	1+390	1+290	1+120	0+955	0+920	0+925	0+890	0+860	0+830	
<b>Profundidade (m)</b>	35,5	35	33	33	33	31	29	39	34	23	23	23	24	25	40	46	46,7	47	38,5	38,4	38,2	37	35,3	46,5	
<b>Litologia</b>	γ	At (4,0m) / γ	At (3,5m) / γ	At (6,6m) / γ	At (3,5m) / γ	At (0,8m) / γ	At (1,6m) / γ	At (2,7m) / γ	At (1,2m) / γ	At+a (7,7m) / γ	At+a (6,9m) / γ	At+a (6,9m) / γ	At+a (5,6m) / γ	At+a (8,1m) / γ	At (1,1m) / γ	At (1,4m) / γ	At+a(7,4m) / γ	At+a (4,7m) / γ	At (3,6m) / γ	At+a (8,5m) / γ	At+a (10,0m) / γ	At+a (10,7m) / γ	At+a (4,4m) / γ	At+a (3,4m) / γ	
<b>Instalação de piezómetro</b>	<b>Prof. N.F.(m)</b>	13,6 - 14,0	/	10,6	/	/	9,2 - 9,7	14,0 - 15,0	/	13,5 - 14,1	4,5 - 6,0	/	/	11,4 - 11,9	/	13,5 - 14,7	/	/	6,7 - 8,1	1,4 - 2,6	/	/	5,7 - 5,9	/	/
	<b>Prof. N.A. (m)</b>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	4,3	5,5	/	/	/	26	/	/	/	/	/	/	13,2	/
<b>Ensaio de permeabilidade</b>	<b>Lefranc</b>	/	2	/	3	/	3	3	/	/	3	/	/	2	/	/	/	/	/	/	/	/	2	/	/
	<b>Lugeon</b>	3	1	/	/	/	/	/	2	/	/	/	/	1	/	/	3	/	1	/	/	/	1	3	/
<b>Amostras ensaios laboratoriais</b>	<b>Prof. (m)</b>	/	20,5-23,2	21-24; 24-26,5; 26,5-29,7	25-26; 26,5-28,5; 29,1-31,7	21-23,5	/	/	/	20-22,2	/	18,5-20,5; 21,5-23	9,5-11; 12,5-15; 16,5-18,5	9-10,5; 18-21; 22,5-24	12-14,5; 14,5-17,5; 17,5-20,5; 21-23,5	22,4-25,3	/	34,8-37,2	/	19,5-21,6; 22-24; 24-28	15-17; 17-21; 24-27,5	16-18,5; 18,5-21,5; 22,5-23,5; 23,5-29,5	21-25; 25-26,5; 26,5-29	7,5-9; 22-24,6	/
<b>Sondagem</b>	S24	S25	S26	S27	S28	S29	S30	SCL1	SCA1	SCA3	SCA2	SCA4	SCG1	SCG2	S32	SG1	SCB4	SCB5	SCB3	SCB2	SCB1	SCT1	SCT2	SCT3	
<b>Pk</b>	-	0+635	0+300	0+220	0+240	0+220	0+000	0+165	(0+990)	(0+950)	(0+955)	0+960	1+680	1+710	2+370	2+600	(2+690); 0+040 RG	2+700	2+720	2+770	(2+770); 0+040 R2	0+370 R1	0+240 R2	3+000; 0+040 R1	
<b>Profundidade (m)</b>	46	45,5	25,1	24	25	23	34	20,3	35,5	30	30	36,5	35	35	36	30	34,5	35	34,5	34,5	33	20	30	30	
<b>Litologia</b>	At (2,0m) / γ	γ	At (3,2m) / γ	At (8,1m) / γ	At (5,4m) / γ	At+a (8,3m) / γ	At+a (16,0) / γ	At (0,5) / γ	At (3,9) / γ	At (10,0) / γ	At (1,0) / γ	At (2,0) / γ	At+a (9,8) / γ	At (3,3) / γ	At (8,3) / γ	Tv (1,2) / γ	At (2,3) / γ	At (4,0) / γ	At (2,2) / γ	At (2,4) / γ	At (3,5) / γ	At (0,6) / γ	At (5,4) / γ	At (1,9) / γ	
<b>Instalação de piezómetro</b>	<b>Prof. N.F (m)</b>	/	19,7 - 20,7	6,8 - 7,6	/	/	4,5 - 5,3	13,6 - 14,0	/	2,8 - 9,3	/	/	9,0 - 9,1	12,8 - 12,9	/	11	12,8 - 12,9	/	9,7 - 9,9	/	/	/	/	7,9 - 8,0	
	<b>Prof. N.A. (m)</b>	/	/	/	10,4	5,1	/	/	/	/	/	10,5	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>Ensaio de permeabilidade</b>	<b>Lefranc</b>	/	/	/	/	2	2	1	/	2	/	/	/	/	3	/	3	2	/	/	/	8,1	10,5	/	
	<b>Lugeon</b>	/	1	/	/	/	1	/	2	1	/	/	/	3	/	/	/	1	/	/	/	/	/	3	
<b>Amostras ensaios laboratoriais</b>	<b>Prof. (m)</b>	/	21,6-24	7-9; 9-10,5; 11-13,3; 13-16; 16-19	15,5-17,5; 18-20,5	6-7,5; 22,5-25	18-21; 21-23	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	

---

(página propositadamente em branco)

Para determinação das características de agressividade da água subterrânea aos betões foram recolhidas 8 amostras de furos de sondagem, distribuídos pelo traçado.

Os valores determinados caracterizam um ambiente sem agressividade, no que diz respeito ao ataque químico proveniente das águas subterrâneas, em cinco casos, e com agressividade ligeira (na S9 e S12 - Galiza) a moderada (S7).

Segundo a norma portuguesa sobre as classes de exposição do betão NP EN 206-1:2007, o teor de dióxido de carbono agressivo (no intervalo 15-40 mg/L) destas três amostras enquadra-se na classe de exposição XA1, assim como valor de pH (entre 5,5 e 6,5) da amostra da S7; neste caso, os dois parâmetros em conjunto configuram um ambiente moderadamente agressivo (classe de exposição XA2); nas outras duas, apenas o teor de dióxido de carbono agressivo justifica um ambiente com agressividade química ligeira.

Relativamente aos ensaios laboratoriais, dos tarolos de maciço rochoso recolhidos nas sondagens de 2018, selecionaram-se 51 amostras representativas, presentes na tabela 8, para serem submetidas a ensaios de determinação da massa volúmica, da porosidade e da resistência à compressão uniaxial com determinação do módulo de deformabilidade, presente no gráfico 1.

Tabela 8 – Dados de ensaios laboratoriais.

Sondagem	Profundidade amostra (m)	Grau de Alteração (ISRM, 1981)	Massa Volúmica Aparente (kg/m <sup>3</sup> )	Porosidade (%)	UCS (MPa)	E (GPa)
S2	20,5-23,2	W <sub>4</sub>	2389	9,3	14,3	0,9
S3	21-24	W <sub>4</sub> /W <sub>3</sub>	2560	2,7	25,2	8,6
S3	24-26,5	W <sub>3</sub>	2630	0,2	58,1	31,5
S3	26,5-29,7	W <sub>2</sub> /W <sub>3</sub>	2625	0,8	68,7	16,2
S4	25-26	W <sub>3</sub>	2522	4,6	23,3	7,2
S4	26,5-28,5	W <sub>4</sub> /W <sub>3</sub>	2542	3,9	18,3	5,2
S4	29,1-31,7	W <sub>3</sub>	2560	3	46	3
S5	21-23,5	W <sub>4</sub>	2345	10,6	6,7	3,8
S8	20,0-22,2	W <sub>3</sub>	2524	5,6	21,1	8
S10	18,5-20,5	W <sub>4</sub>	2322	11,6	11	2,8
S10	21,5-23	W <sub>3</sub>	2341	11,2	7,1	2,8
S11	9,5-11	W <sub>3</sub> /W <sub>2</sub>	2452	7,5	18,4	2
S11	12,5-15	W <sub>3</sub>	2454	7	20,7	1,9
S11	16,5-18,5	W <sub>3</sub> /W <sub>4</sub>	2479	6,1	25,9	4,4

S12	9-10,5	W <sub>4</sub>	2248	14,9	4,4	2,3
S12	18,0-21,0	W <sub>4</sub>	2303	12,6	4,5	2,5
S12	22,5-24	W <sub>3</sub>	2463	6,5	27,7	4
S13	12-14,5	W <sub>4</sub> /W <sub>3</sub>	2253	14,4	2	1,6
S13	14,5-17,5	W <sub>4</sub>	2243	13,4	3,5	0,9
S13	17,5-20,5	W <sub>4</sub>	2230	15,5	4,8	1,5
S13	21-23,5	W <sub>3</sub> /W <sub>4</sub>	2391	9,8	10,7	2,5
S14	22,4-25,3	W <sub>3</sub>	2516	5,2	26,2	3,8
S16	34,8-37,2	W <sub>3</sub> /W <sub>2</sub>	2625	0,7	50,9	33,3
S18	19,5-21,6	W <sub>3</sub>	2486	6,2	18,2	1,8
S18	22-24	W <sub>4</sub>	2431	7	4	4
S18	24-28	W <sub>4</sub> /W <sub>3</sub>	2445	6,1	10,9	2,2
S19	11-12,5	W <sub>4</sub> /W <sub>3</sub>	2536	3,9	24,3	2,9
S19	15-17	W <sub>3</sub>	2589	2,3	31,5	12,8
S19	17-21	W <sub>3</sub>	2598	1,8	42,8	12,3
S19	24-27,5	W <sub>3</sub> /W <sub>2</sub>	2595	1,9	48	16,7
S20	16-18,5	W <sub>3</sub>	2576	2,5	40,4	11,86
S20	18,55-21,5	W <sub>3</sub>	2575	2,7	38,4	7,7
S20	22,5-23,5	W <sub>3</sub>	2591	2,3	37,1	13,4
S20	23,5-29,5	W <sub>3</sub> /W <sub>2</sub>	2626	0,6	79,5	48,4
S21	21-25	W <sub>3</sub>	2520	3,3	28,5	4,5
S21	25-26,5	W <sub>3</sub> /W <sub>4</sub>	2576	2,9	31,8	6,6
S21	26,5-29	W <sub>3</sub>	2581	2,5	43,9	8,6
S22	7,5-9	W <sub>3</sub>	2522	4,5	25,8	5,5
S22	22,0-24,6	W <sub>3</sub> /W <sub>2</sub>	2620	1,2	60,1	23,4
S25	21,6-24,0	W <sub>3</sub> /W <sub>4</sub>	2321	12	8,8	2
S26	11,0-13,3	W <sub>3</sub>	2576	3	36,7	6,9
S26	7-9,0	W <sub>4</sub> /W <sub>3</sub>	2496	4,8	18,4	2,1
S26	9-10,5	W <sub>3</sub> /W <sub>4</sub>	2645	0,1	14,4	1,5
S26	13-16	W <sub>3</sub> /W <sub>4</sub>	2518	4,8	18,7	2,3
S26	16-19	W <sub>3</sub>	2572	2,8	29,2	6,1
S27	15,5-17,5	W <sub>3</sub>	2513	5	22,1	25,6
S27	18-20,5	W <sub>4</sub>	2522	4,6	19,8	2,5
S28	6-7,5	W <sub>3</sub>	2492	5,3	24,9	2,9
S28	22,5-25	W <sub>3</sub>	2540	4	20,4	4,2
S29	18-21	W <sub>3</sub>	2570	2,9	35	5,8
S29	21-23	W <sub>4</sub>	2497	5,5	15,6	2,3

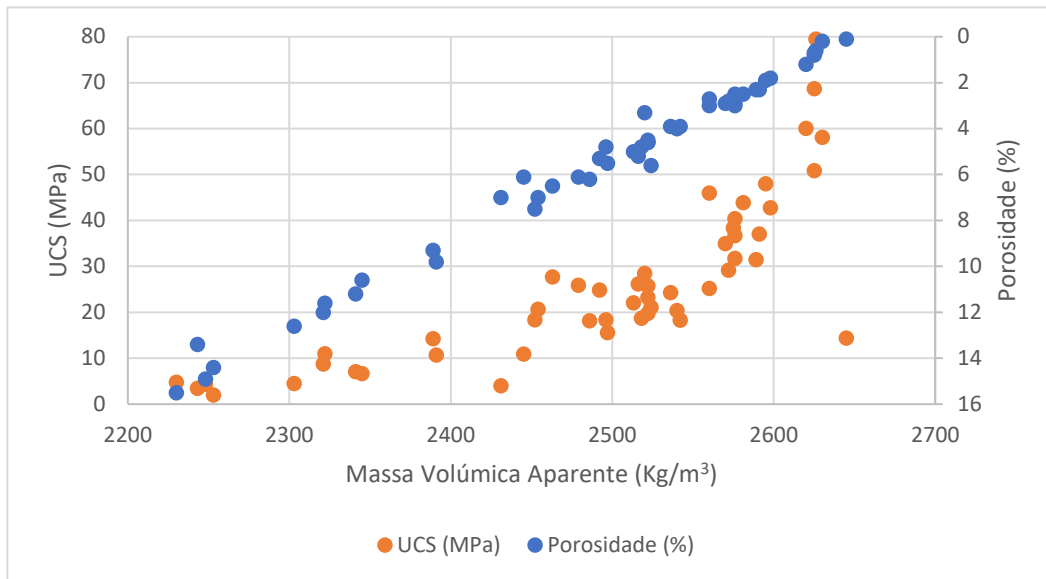


Gráfico 1 - Variação da resistência à compressão uniaxial (UCS), da porosidade e da massa volúmica aparente (adaptado de Metro do Porto, 2019).

Os resultados obtidos evidenciam o aumento da resistência à compressão uniaxial (UCS) com o aumento da massa volúmica aparente dos provetes e com a respetiva diminuição da porosidade. Torna-se também mais claro o intervalo de variação nos horizontes geotécnicos definidos. Estas relações serão expostas com a apresentação do zonamento geotécnico no próximo tópico, 3.6.

No relatório geotécnico geral dos troços enterrados (Normetro, 2001) pertencente à bibliografia relevante mencionada em 3.1, com base na análise estatística dos resultados de 156 ensaios de compressão uniaxial e de carga pontual, admitiram-se os intervalos de variação de UCS relativamente ao grau de alteração apresentados na tabela 9 que serviu de igual forma como referência para o zonamento geotécnico.

Tabela 9 – Intervalos de valores de resistência à compressão uniaxial para os diversos graus de alteração.

Grau de Alteração (W) (ISRM, 1981)	UCS (MPa)
W <sub>1</sub>	>90
W <sub>2</sub>	30 - 90
W <sub>3</sub>	10 - 35
W <sub>4</sub>	1 - 15
W <sub>5</sub>	< 1
W <sub>6</sub>	< 0,1

---

De modo a verificar se existe uma relação ou associação entre as 3 variáveis que definiram o zonamento realiza-se um processo de análise estatística denominado de matriz de correlação, presente na tabela 10, que representa os valores dos coeficientes de correlação para as diferentes variáveis.

Tabela 10 - Matriz de correlação entre grau de alteração (ISRM, 1981), UCS (MPa) e porosidade (%).

	<b>Porosidade (%)</b>	<b>UCS (MPa)</b>	<b>Grau de Alteração (ISRM, 1981)</b>
<b>Porosidade (%)</b>	1		
<b>UCS (MPa)</b>	-0.6126	1	
<b>Grau de Alteração (ISRM, 1981)</b>	0.4162	-0.5078	1

A análise da matriz que resulta do teste de correlação realizado, ainda que apenas explique cerca de 40% (par Grau de Alteração/Porosidade) a 50% (par Grau de Alteração/UCS) e 60% (par UCS/Porosidade) da variabilidade encontrada, permite destacar que:

- Existe uma correlação negativa alta entre a porosidade e o valor de resistência à compressão simples como expectado, ou seja, o aumento da porosidade leva a uma diminuição de 61,26% dos valores obtidos de resistência à compressão simples;
- Existe uma correlação positiva média entre a porosidade e o grau de alteração (ISRM, 1981) inferior à expectada, ou seja, o aumento da porosidade leva a um aumento do grau de alteração em 41,62% dos valores obtidos, sendo possível considerar que não está presente uma forte correlação entre estas duas variáveis, o que pode dificultar a execução do zonamento;
- Existe uma correlação negativa média entre a resistência à compressão simples e o grau de alteração (ISRM, 1981), ou seja, o aumento da resistência à compressão simples leva a uma diminuição do grau de alteração em 50,78% dos valores observados;
- De salientar que as células com valor unitário são as células associadas a variáveis, as quais têm uma correlação consigo mesmas.

### 3.6 Zonamento geotécnico

O zonamento geotécnico adotado neste estudo foi proposto pelo *Relatório Geotécnico-Geomecânico Geral dos Troços Enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S)*, (Normetro, 2001), um documento de referência do projeto de construção da primeira fase do metro do Porto, aferido no decurso das obras entretanto realizadas.

A metodologia teve por objetivo a definição de zonas geotécnicas tanto quanto possível homogêneas. O grau de alteração (ISRM, 1981) é a base do zonamento geotécnico proposto, associando-se à intensidade de fracturação (ISRM, 1981), às condições das descontinuidades (Hoek & Brown, 1997) ou aos resultados dos ensaios SPT, nos casos aplicáveis. Com base nas condições das descontinuidades e a estrutura do maciço rochoso (grau de alteração e fraturação) estima-se o valor do índice GSI (Hoek, 1994) de cada grupo geomecânico utilizado para avaliar a resistência e a deformabilidade do maciço rochoso. A tabela 11 apresenta o resultado.

Tabela 11 – Zonas geotécnicas adotadas (adaptado de Metro do Porto, 2019).

Zona geotécnica	Litologia	Grau de alteração predominante		Grau de fraturação predominante	Condições das descontinuidades	N <sub>SPT</sub>	GSI
G1	γ (Granito)	W <sub>1</sub>	Granito são	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub>	d <sub>1</sub> -d <sub>2</sub>	na	65-85
G2	γ	W <sub>2</sub>	Granito pouco alterado	F <sub>2</sub> -F <sub>3</sub>	d <sub>2</sub> -d <sub>3</sub>	na	45-65
G3	γ	W <sub>3</sub>	Granito medianamente alterado	F <sub>3</sub> -F <sub>4</sub>	d <sub>3</sub> -d <sub>4</sub>	na	30-45
G4	γ	W <sub>4</sub>	Granito muito alterado	F <sub>4</sub> -F <sub>5</sub>	d <sub>4</sub> -d <sub>5</sub>	na	15-30
G5	γ	W <sub>5</sub>	Granito decomposto	na	-	>50	-
G6	γ	W <sub>6</sub>	Solos residuais graníticos	na	-	<50	-
G7	Aterros / Aluviões	na		na	-	variável	-

Às zonas geotécnicas G7, G6 e G5 aplicam-se os conceitos da mecânica dos solos, sendo pouco significativa a influência das fraturas. Pelo contrário, para as zonas geotécnicas G1, G2, G3 e G4 é necessário utilizar metodologias que considerem a estrutura descontínua do maciço rochoso.

---

Nas tabelas 12 e 13 apresentam-se os parâmetros geomecânicos de referência.

Tabela 12 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G1 a G4 (Brown & Hoek, 1980) (adaptado de Metro do Porto, 2019).

Zona geotécnica	UCS (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$m_i$ (*)	Et (GPa)	GSI
G1	90 - 150	25-27	16-20	20-50	65-85
G2	30 - 90	25-27	14-18	5-25	45-65
G3	10 - 35	23-25	8-12	1-6	30-45
G4	1 - 15	22-24	8-12	0.2-2	15-30

(\*) constante da rocha intacta (Brown & Hoek, 1980) utilizando a relação aproximada  $m_i \approx C_o/T_o$ , sendo  $C_o$  e  $T_o$  as resistências à compressão e à tração.

Tabela 13 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G5 a G7 (adaptado de Metro do Porto, 2019).

Zona geotécnica	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$K_0$
G5	20	120	25	35	0,40
G6	19	45	5	32	0,35
G7	19	10	0	28	0,55

Os perfis geológico-geotécnicos resultantes serão abordados no seguinte capítulo, 4.2, onde está presente o desenvolvimento das zonas geotécnicas definidas, assinala-se o posicionamento do nível freático e do nível de água, e indica-se o resultado dos ensaios de permeabilidade, Lefranc e Lugeon.

A elevada variabilidade e complexidade do maciço granítico referida neste capítulo, nem sempre se reflete no desenvolvimento das unidades geotécnicas. Por um lado, o zonamento geotécnico é, por si mesmo, uma simplificação da realidade complexa, e, por outro, nem sempre existe prospeção que permita detalhar o zonamento proposto. Isto é evidente quando se comparam as zonas das estações, onde se dispõe de mais informação, com o zonamento proposto para os trechos entre estações.

---

## **Capítulo IV**

### **Caso de Estudo – Estação Casa da Música**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## 4.1 Introdução

O núcleo desta dissertação centra-se na possibilidade de acompanhar as obras de contenção da estação Casa da Música / Boavista. Este caso de estudo pretende descrever as atividades necessárias para a realização de uma obra desta magnitude e explorar um acontecimento sucedido, a alteração do contexto geológico e geotécnico na execução da obra e as suas consequências como o agravamento no tempo e alterações dos custos associados.

O objetivo deste caso de estudo foca-se na confirmação dos valores de resistência no horizonte  $W_3$  (ISRM, 1981), já referenciado no zonamento geotécnico. De facto, no decorrer da execução das estacas verificou-se que as suas resistências eram superiores ao esperado, face ao fraco avanço da ferramenta de corte. Desde o início da obra, tem-se verificado a necessidade de recorrer a ferramentas para o corte e atravessamento de rocha. Com o avançar do tempo, constatou-se que o recurso a essas ferramentas se tornou cada vez mais necessário, e por períodos e desenvolvimentos superiores, deixando de ter o carácter pontual que tinha na sua génese. Deste modo, a empresa construtora viu-se obrigada a caracterizar novamente os horizontes perfurados para obrigações contratuais fora do âmbito desta dissertação.

Inicia-se este capítulo com o enquadramento da estação, as suas especificações geotécnicas, a conceção geral e sequência construtiva da mesma e o faseamento construtivo exemplar de uma estaca e os respetivos equipamentos utilizados.

Numa segunda fase do capítulo é construída uma base de dados para suportar a hipótese de um zonamento geotécnico desenquadrado com a realidade encontrada que é posteriormente verificada por uma nova prospeção e bateria de ensaios comparativa com os dados iniciais.

Posteriormente, é realizada uma confirmação dos horizontes rochosos atingidos, ou seja, sobreposição do zonamento geotécnico inicialmente proposto com os alçados da contenção a realizar em obra e as zonas em que a base de dados construída identifica que os equipamentos de perfuração necessitaram de recorrer à ferramenta *caroutier*.

Por último, é proposto um novo zonamento que engloba todas as informações já existentes, colmata as limitações encontradas e adiciona as novas sondagens efetuadas. São de igual forma exemplificados alguns equipamentos que podem ultrapassar os desafios vivenciados.

## 4.2 Enquadramento

As estações previstas situam-se maioritariamente em zonas baixas, coincidentes com antigas linhas de água e onde o nível freático se posiciona próximo da superfície. Exceção feita ao caso de estudo, a estação da Boavista, que se situa numa zona alta aplanada.

A estação da Boavista e o seu conjunto de obras localiza-se na Avenida de França, entre a rotunda da praça Mouzinho de Albuquerque e a estação Casa da Música, com a presença de solos de alteração graníticos muito espessos (20-30 metros) e com indícios de alguma complexidade e variabilidade geotécnica. A área de implantação da obra está apresentada na figura 11.

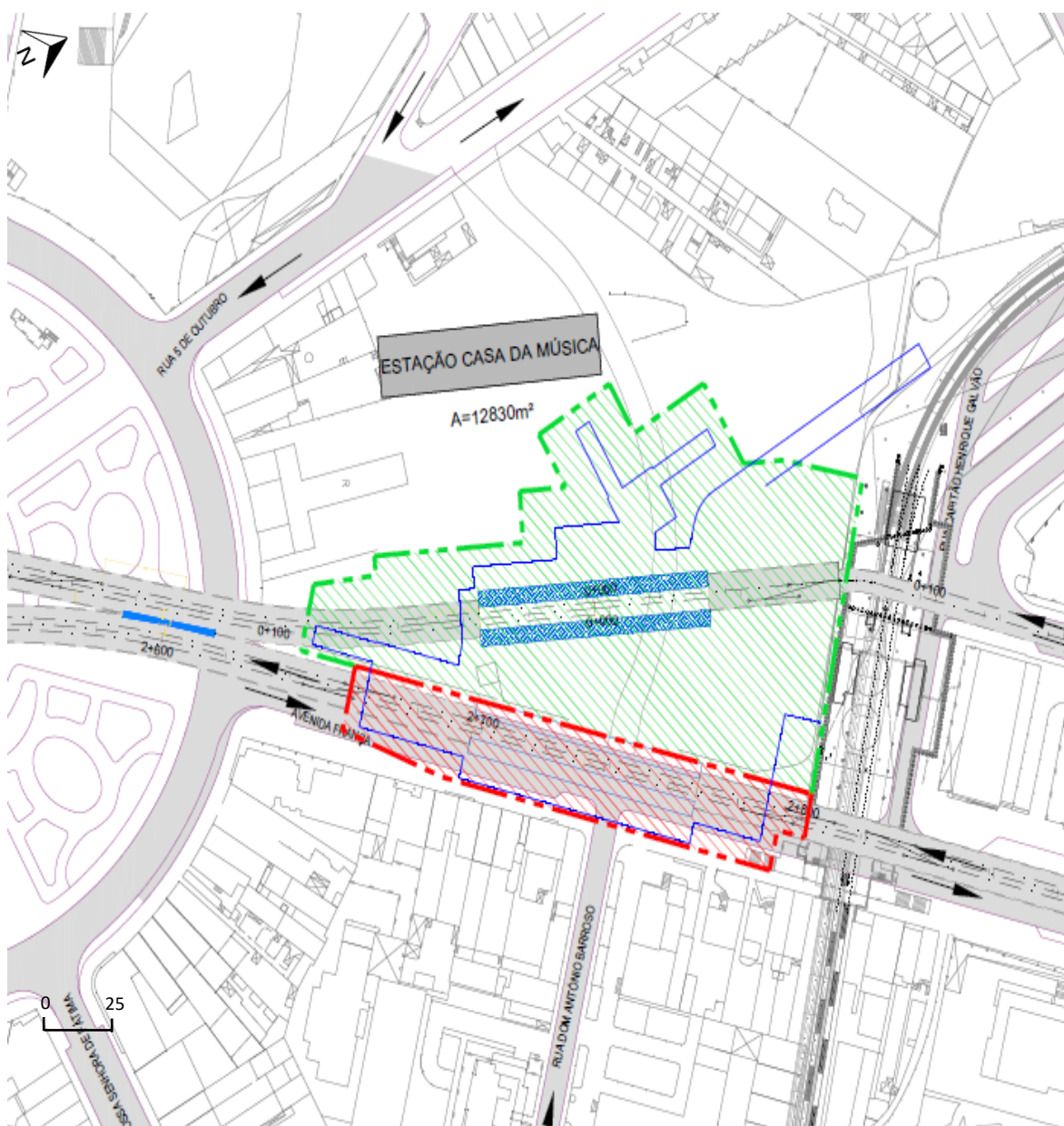


Figura 11 – Localização da estação da Boavista / Casa da Música (adaptado de Metro do Porto, 2019).

---

Na área da estação realizaram-se 8 sondagens que vieram completar a informação geotécnica existente do projeto da Estação da Casa da Música e da Carta Geotécnica do Porto. De acordo com os resultados disponíveis, as unidades geotécnicas têm desenvolvimento sub-horizontal, levemente ondulado, interrompido pela interceção de núcleos mais compactos/rochosos.

Com espessura máxima de 7 metros, a unidade G7 mascara o paleo-relevo granítico e é maioritariamente constituída por materiais de aterro de natureza diversa e, pontualmente, por solos areno-siltosos orgânicos. Os solos residuais graníticos, G6, são espessos, atingem os 10-20 metros de profundidade, transitando para maciço decomposto (unidade G5), pontualmente interrompido por núcleos mais resistentes, G3 ou G4. A unidade geotécnica G4 surge com maior continuidade a partir dos 25 metros de profundidade, sendo tendencialmente mais superficial na zona da atual estação, evoluindo rapidamente para maciço rochoso, G3 e G2.

Do exposto, admite-se que a estação mobilizará maioritariamente terrenos G6 e, ao nível da fundação, as unidades G5 e G4, pontualmente G3. Na aproximação do final da estação a heterogeneidade do maciço tende a aumentar, prevendo-se a interseção de núcleos rochosos G3 e/ou G4 a menor profundidade. O nível freático tende a posicionar-se próximo dos 8-9m de profundidade.

Para uma melhor análise do zonamento definido a figura 12 demonstra a posição dos cortes longitudinais CL01 e CL02 (posteriormente representados nas figuras 13 e 14) e dos cortes transversais CT01 e CT02 (posteriormente representados na figura 15). Da observação dos perfis longitudinais salienta-se o seguinte:

- o túnel irá interessar maioritariamente terrenos G3, G4 e G5;
- entre os Pk 2+360 e 2+620, os solos residuais atingem os 20-30m de profundidade, ultrapassado a soleira do túnel; entre os Pk 1+040 e 1+340 são igualmente espessos, mas não atingem a cota do túnel;
- os terrenos G2 surgem em profundidade e com desenvolvimento significativo entre os Pk's 0+580 e 0+820, 1+340 e 1+520, 2+060 a 2+200 e a partir do Pk 2+940;
- as estações interseam terrenos superficiais G6 e G7, com o nível freático próximo da superfície;
- no maciço rochoso (G4 a G2) assinala-se, a nível indicativo, alguns alinhamentos de fraturação sub-verticais, que uma vez interligados constituem os principais canais de circulação e armazenamento de água neste tipo de maciço.

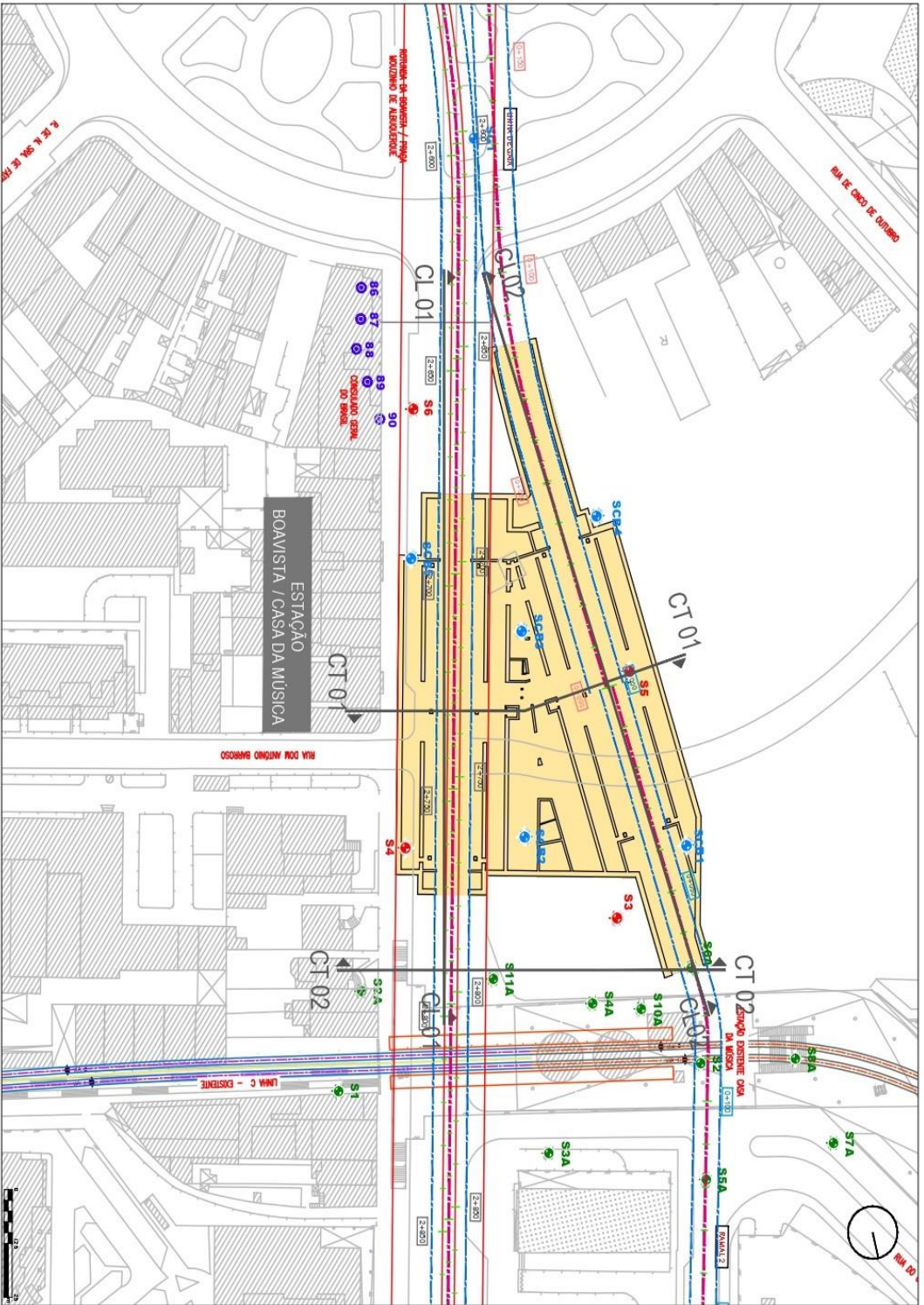
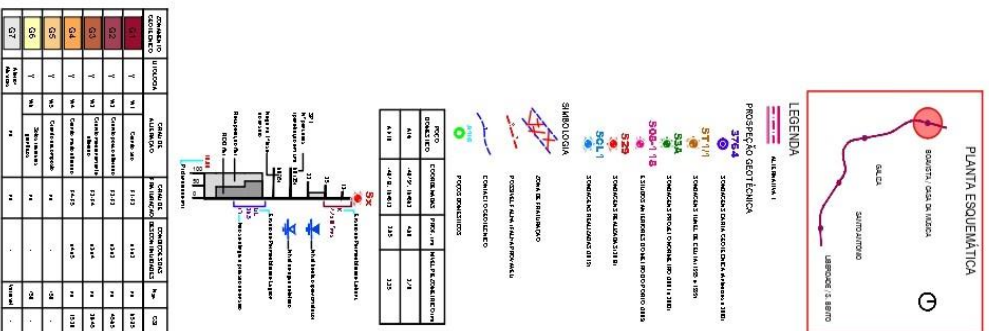


Figura 12 – Posicionamento dos cortes longitudinais e transversais (adaptado de Metro do Porto, 2019).









---

### 4.3 Conceção geral e sequência construtiva da estação

Como já referido no tópico 1.4, o sistema de contenção periférica da estação Boavista/Casa da Música caracteriza-se por dois tipos:

- Sistema principal, constituído por cortinas de estacas afastadas em betão armado, com diâmetros de 0,60m, 0,80m e 1,00m, espaçadas a cada 1,00m e 1,25m respetivamente, objeto do estudo;
- Sistema secundário (ou superficial), constituído por estacas de perfis metálicos e pranchas de madeira (contenção berlinense).

O sistema secundário em Berlim, que se estende por quase todo o perímetro da obra, tem a finalidade de permitir a execução dos primeiros metros de escavação, de tal modo que as estacas do sistema principal sejam saneadas a uma profundidade do terreno natural, suficiente para acomodar a laje superior da estrutura definitiva e a camada de solo superficial reservada para a passagem das infraestruturas (cerca de 1,50m).

Dadas as características arquitetónicas desta estação, o sistema principal apresenta-se multifacetado, contemplando várias profundidades de escavação, níveis de ancoragens pré-esforçadas ou escoras metálicas. A sequência construtiva da vala foi planeada em duas macro fases, a fim de permitir a escavação pelo método invertido ao longo da Avenida de França e cumprir os prazos de obra:

- Fase 1
  1. Desvio de trânsito para o terreno da CP;
  2. Vedações e caminhos pedonais;
  3. Desvio de serviços afetados na Avenida de França;
  4. Execução das cortinas de estacas de contenção e vigas de coroamento/encabeçamento na Avenida de França;
  5. Escavação até a cota inferior da laje de cobertura;
  6. Execução da laje de cobertura na zona sobre a Avenida de França.
- Fase 2
  1. Reposição da superfície na Avenida de França;
  2. Basculamento do trânsito para a Avenida de França (2 vias);
  3. Execução das cortinas de estacas de contenção do terreno da CP;
  4. Escavação dos taludes no terreno do El Corte Inglés;
  5. Escavação da vala com ancoragens pré-esforçadas das estacas.

A figura 16 manifesta o faseamento previsto da execução de 825 estacas, sendo que a fase 1 com cor, rosa teve início a 27/09/2021 e fim a 04/02/2022, a fase 2, a laranja, de 07/02/2022 a 13/05/2022 e a última fase 3, verde, de 16/05/2022 a 01/07/2022. O acompanhamento da obra, como já referido, com uma duração de 6 meses decorridos entre março e setembro de 2022, situou-se na fase 1 e 2.

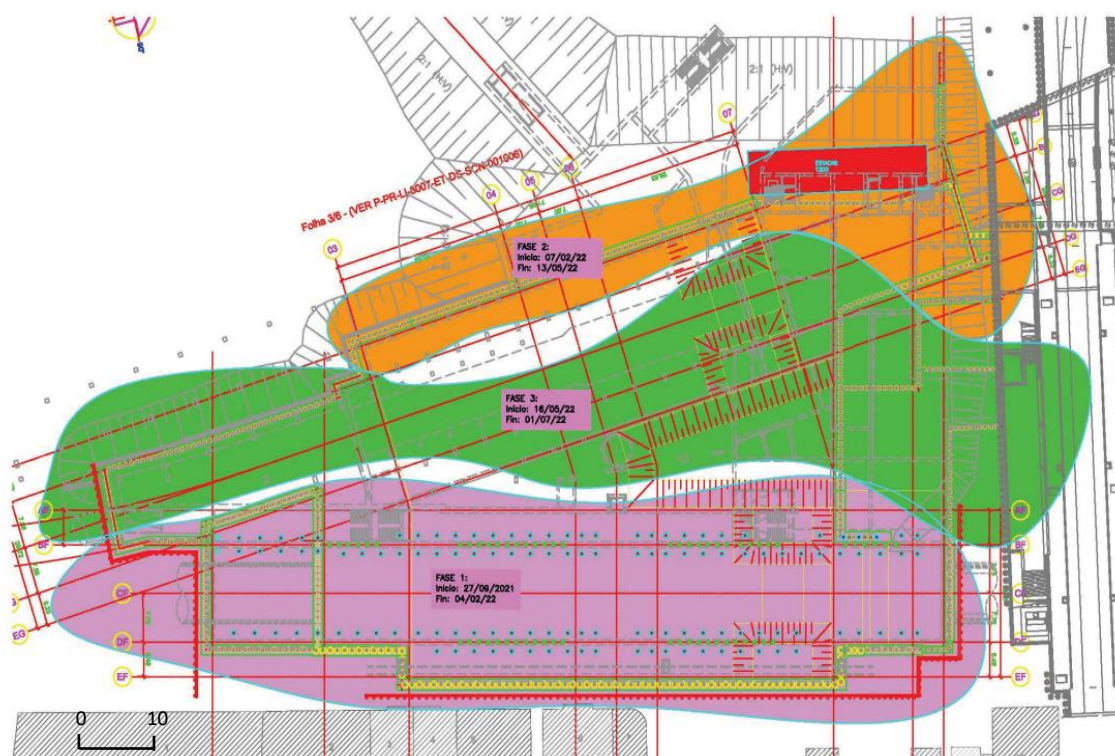


Figura 16 – Faseamento construtivo da totalidade das estacas da estação (adaptado de Metro do Porto, 2019).

#### 4.4 Execução de estacas

No espaço temporal de acompanhamento do caso de estudo foi possível visualizar vários equipamentos e instrumentos de interesse na execução de estacas. As mesmas foram executadas com recurso à vara “Kelly” com 600, 800 e 1000 milímetros de diâmetro com tubo inicial “tubo de boca” (servindo apenas para sustentar o terreno nos primeiros metros e servir de guia de furação), sem obturação, substituindo a ferramenta de corte entre trado e *caroutier* com auxílio da limpadeira. De referir que a cota de início da estaca é inferior à cota do terreno atual, logo é necessário que, após betonagem, exista um saneamento até à posição atual.

---

Em detalhe, o faseamento construtivo de uma estaca, neste caso de estudo segue a seguinte forma:

- Perfuração dos primeiros 6 a 7 metros com recurso a vara Kelly, munida de trado curto com alargadores para permitir a entrada do tudo de revestimento;
- Colocação do tubo guia com o mesmo equipamento de furação;
- Retirada dos alargadores e continuação da perfuração sem fluido estabilizador alternando com o balde limpadeira para limpeza do furo até se verificar a necessidade de colocação de polímero (quando o manobrador tiver a perceção que a humidade aumentou ou existe quantidade de água no solo desagregado suficiente para colapsar as paredes do furo);
- Injeção de polímero e continuação da furação, se necessário alternar a ferramenta de corte para o *caroutier*, quando se verificar o fraco avanço da ferramenta de corte, alternando sempre com o balde limpadeira;
- Terminada a perfuração é realizada a limpeza do fundo do furo com recurso a limpadeira;
- Colocação e ligação das sucessivas armaduras;
- Chegada do betão e realização de ensaios de qualidade e conformidade (ensaio de abaixamento/*slump* e medição de temperatura);
- Início da betonagem com recurso a tubos tipo *trémie*, sendo que o único momento em que o tubo não se encontra mergulhado é no início da mesma, onde se encontra suspenso numa altura que permita que o primeiro volume de betão que entrará em contacto com a rocha se espalhe por todo o espaço criado no fundo do furo;
- Continuação do processo de betonagem sempre com a ponta do tubo mergulhada no betão (de referir que ao mesmo tempo existe bombeamento ou extração de polímero), à medida que a altura do betão sobe torna-se necessário retirar partes acopladas do tubo de modo a diminuir a sua altura;
- Simultaneamente, medição da cota do betão com recurso a fita métrica com um peso na ponta;
- Término da betonagem e tamponamento da estaca com, por exemplo, brita ou betão com classe de resistência baixa C12/15 considerado “pobre”;

De salientar a importância do mergulho dos tubos em relação ao betão pois se a extremidade inferior do tubo se encontra superior à cota do polímero, este irá formar uma película que irá impedir o contacto entre as diferentes partículas progressão da altura uma vez que “cortará” a estaca.

As figuras 17 a 27 demonstram os equipamentos utilizados no decorrer da obra, a figura 28 apresenta uma amostra de tarolo de sondagem, onde é possível visualizar o seu grau de alteração, diferente do previsto e a figura 29 a estação de tratamento do polímero.



Figura 17 – Exemplo de equipamento de perfuração BG 28.



Figura 18 – Exemplos de tubos moldadores de parede simples utilizado.



Figura 19 – Ferramenta de corte trado curto.



Figura 20 – Ferramenta de corte carotier.



Figura 21 – Utilização da limpadeira.

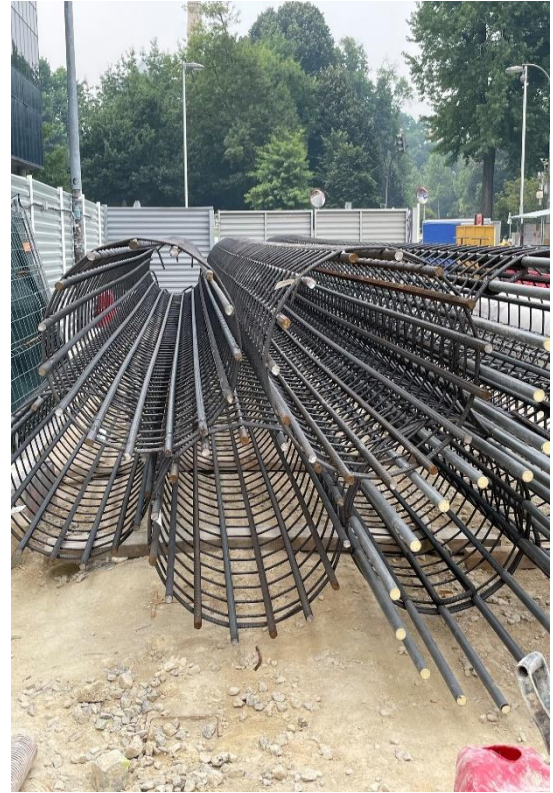


Figura 22 – Armaduras utilizados ( $\varnothing 800$  mm).



Figura 23 – Colocação minuciosa da armadura.



Figura 24 – Armazenamento de tubos trémie.



Figura 25 – Colocação de tubos trémie e polímero.



Figura 26 – Colocação de tubos trémie numa estaca.



Figura 27 – Pormenor de polímero em estado sólido.



Figura 28 - Testemunho de sondagem com litologia granítica de estado  $W_3$  a  $W_2$  (ISRM, 1981).



Figura 29 – Estação de tratamento de polímero.

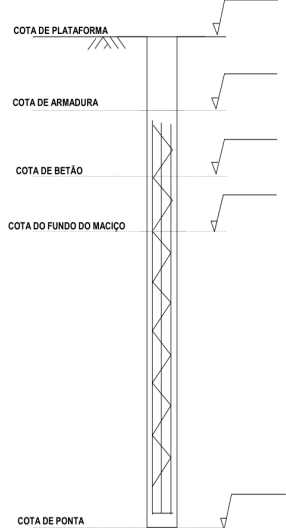
#### 4.5 Quantificação de parâmetros das estacas realizadas

Numa obra desta envergadura, a cada execução de estaca surge aliado um boletim de controlo rigoroso da mesma, onde se inserem dados relevantes para posterior avaliação e arquivo.

A primeira folha denominada “Boletim de Controlo de Estacas” apresenta alguns aspetos como: identificação do elemento, o seu diâmetro, a data de início dos trabalhos, cotas de trabalhos, identificação de materiais atravessados e as suas cotas, colocação de polímero, propriedades das armaduras e dados de betão e betonagem. A figura 30 apresenta um modelo do mesmo.

IDENTIFICAÇÃO DA FREENTE DE OBRA \_\_\_\_\_  
 IDENTIFICAÇÃO DO ELEMENTO \_\_\_\_\_ DIÂMETRO: \_\_\_\_\_

Data de Início dos trabalhos \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

<b>Furação</b> Implantação Verticalidade Comprimento de furação Cota de fundação Limpeza do fundo do furo Data conclusão da Furação	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>C</th><th>NC</th><th>CAC</th><th>NA</th></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>	C	NC	CAC	NA													BVT n.º _____ _____ (m) _____ (m) ____/____/____	
C	NC	CAC	NA																
<b>Armaduras</b> Comprimento de armaduras Diâmetros Posicionamento/Espaçamento Colocação dos tubos Cross-hole Recobrimentos Empalmes Arranques/ligação estaca-macício Limpeza das armaduras Data execução	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>C</th><th>NC</th><th>CAC</th><th>NA</th></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>	C	NC	CAC	NA													_____ (m) _____ (m) ____/____/____	
C	NC	CAC	NA																
<b>Betão e Betonagem</b> Pedido de betonagem Boletim Receção do Betão Tipo de betão Ensaio slump Homogeneidade do betão Altura e movimento tubo "tremi" Movimentação encamisamento Bet. contínua e sem interrupções Comprimento betonado	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>C</th><th>NC</th><th>CAC</th><th>NA</th></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>	C	NC	CAC	NA													PAB n.º _____ BRB n.º _____ _____ (m)	
C	NC	CAC	NA																
<b>Volume:</b> Teórico Aplicado		_____ (m³) _____ (m³)																	
<b>Saneamento</b> Saneamento p/ ligação ao maciço Implantação e Inclinação Data execução	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>C</th><th>NC</th><th>CAC</th><th>NA</th></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>	C	NC	CAC	NA					PAB n.º _____ BVT n.º _____ ____/____/____									
C	NC	CAC	NA																
<b>Ensaio Integridade</b> Ensaio sísmicos Ensaio Cross-hole Data execução	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>C</th><th>NC</th><th>CAC</th><th>NA</th></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>	C	NC	CAC	NA					Registo n.º _____ Registo n.º _____ ____/____/____									
C	NC	CAC	NA																

<b>Observações:</b> 1. Identificar material atravessado: De (m) a (m) Tipo de terreno: Solo <input type="checkbox"/> Rocha <input type="checkbox"/> De (m) a (m) Tipo de terreno: Solo <input type="checkbox"/> Rocha <input type="checkbox"/> De (m) a (m) Tipo de terreno: Solo <input type="checkbox"/> Rocha <input type="checkbox"/> De (m) a (m) Tipo de terreno: Solo <input type="checkbox"/> Rocha <input type="checkbox"/>	
2. Profundidade do nível frático (m): _____ 3. Recolha amostra nos últimos 5m? Se sim, identificar profundidade aproximada (m): _____	

Responsável: _____ ____/____/____	Empreiteiro: _____ ____/____/____	Fiscalização: _____ ____/____/____
--------------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------------

Legenda: C - Conforme; NC - Não Conforme; CAC - Conforme Após Correção; NA - Não Aplicável

053.FAG.1

Figura 30 – Modelo de Boletim de Controlo de Estacas (BCE).

A segunda folha denominada “Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Furação” aprofunda a descrição dos trabalhos de perfuração, com hora de início, profundidade, hora de fim, revestimento, ferramenta utilizada e é representado um modelo na figura 31.

FICHA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS COM VARA KELLY										
ACAGEO		Obra Nº:		Obra: Metro do Porto - Casa da Música				Página 1 de 4		
RADIO		Estaca:		Data:		Equipamento:				
Furação					Utilização do Carottier					
Hora início (hh:mm)	Profundidade (m)	Hora fim (hh:mm)	Revestimento		Ferramenta utilizada			Hora início (hh:mm)	Profundidade (m)	Hora fim (hh:mm)
			Ø ext:	Ø int:	Bit Ø:	Carottier/ Bit Sonda Ø:	Bucket Ø:			
	0,0								0,0	
	1,0								1,0	
	2,0								2,0	
	3,0								3,0	
	4,0								4,0	
	5,0								5,0	
	6,0								6,0	
	7,0								7,0	
	8,0								8,0	
	9,0								9,0	
	10,0								10,0	
	11,0								11,0	
	12,0								12,0	
	13,0								13,0	
	14,0								14,0	
	15,0								15,0	
Ruído:					Cliente:					

Figura 31 – Modelo de Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Furação.

A terceira folha denominada “Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Betonagem” descreve as propriedades do betão utilizado e a curva de betonagem teórica e real, referenciando o seu sobreconsumo. A figura 32 apresenta o respetivo modelo.


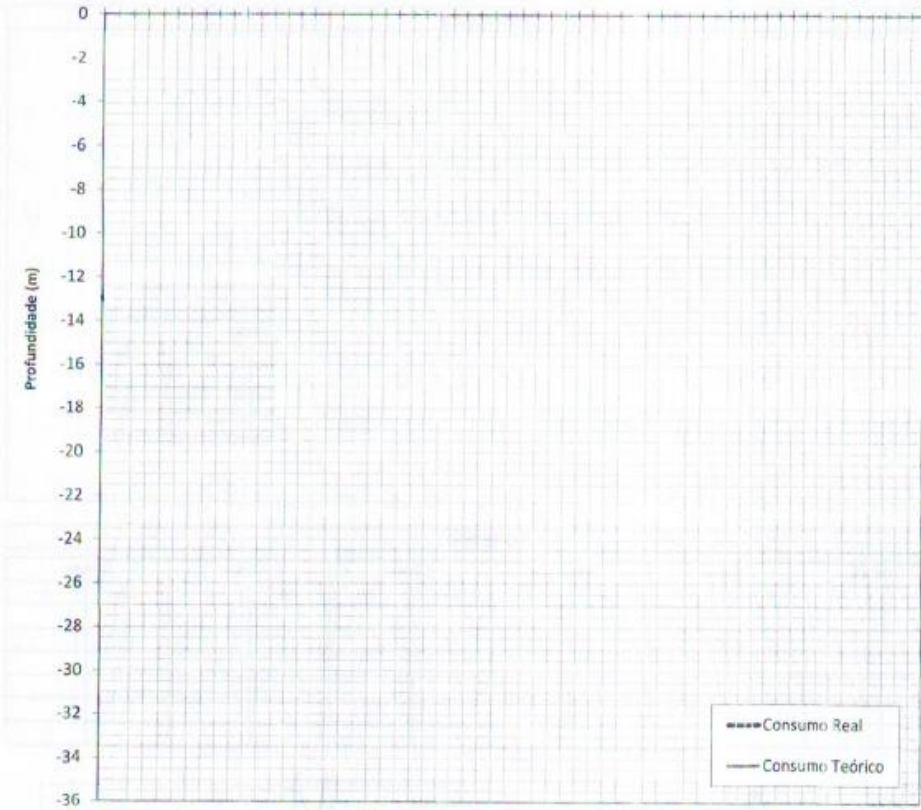
FICHA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS COM VARA KELLY							
		Obra Nº:	Obra:				
		Estaca:	Data:	Equipamento:		Página 3 de 4	
Betonagem							
Data:		Classe :					
Carro	Guia Nº	Slump	Volume	h (início)	h (fim)	Vol. acumulado	Profundidade
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
Curvas de Betonagem							
Volume de Betão (m³)							
<div style="display: flex; justify-content: space-between; width: 100%;"> <span>0</span><span>5</span><span>10</span><span>15</span><span>20</span><span>25</span><span>30</span><span>35</span><span>40</span><span>45</span><span>50</span><span>55</span><span>60</span> </div>							
							
Volume Teórico		Volume Real		Sobreconsumo		% SC	Duração
				Cliente:			

Figura 32 – Modelo de Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Betonagem.

Por último, a quarta folha denominada “Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Cabeça da Estaca- Fim da Betonagem” apresenta as cotas a que o betão se encontra e apresenta valores dos ensaios realizados ao fluído estabilizador, configuração das armaduras e algumas observações, caso seja pertinente. A figura 33 integra a informação relativa a esta última etapa.

FICHA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS COM VARA KELLY													
<b>ACAGEO</b> <small>ESTUDOS E PROJETOS</small>		Obra Nº		Obra:		Estaca:		Data:		Equipamento:		Página 4 de 4	
<b>RODIO</b> <small>ESTUDOS E PROJETOS</small>													
Cabeça da Estaca - Fim da Betonagem													
Cotas													
COTA DO TUBO:													
COTA DA PLATAFORMA:													
COTA DA ARMADURA:													
COTA DO BETÃO:													
Fluido Estabilizador													
Densidade (gr/cm <sup>3</sup> )	Viscosidade (seg)	% Areia	pH										
Valores Admissíveis													
Armadura													
Tipo	Configuração		Comprimento (m)										
Observações													
Paragens													
Topografia		Betão		Armadura		Cliente		Avaria		Outros			
De	A	De	A	De	A	De	A	De	A	De	A		
						Cliente:							

Figura 33 – Modelo de Ficha de Execução de Estacas com Vara Kelly- Cabeça da Estaca- Fim da Betonagem.

Para a avaliação deste caso de estudo foram uniformizados, em base de dados, 305 boletins de controlo de estacas (BCE) referentes a 305 estacas, sendo que 130 foram realizadas por equipamentos pertencentes à ACAGEO (BG28, BG20 e R625) e 175 pertencentes à RODIO (R930 e SR-90). A tabela 14 apresenta os dados compilados e os rendimentos em solo e em rocha referentes às estacas realizadas pela ACAGEO. O anexo 3 apresenta a totalidade da tabela.

Tabela 14 – Compilação dos dados relativos às estacas realizadas pela empresa ACAGEO.

BCE	Designações			Cotas/Comprimentos							MAPA PRODUÇÃO ESTACAS							Betão				
	Equipamento	Número	Ø	Cota de Plataforma	Cota de Armadura	Cota de Betão	Cota de Ponta	Comp. Betonagem	Comp. Perfuração	Sobrefuração	Data Início de Furação	Furação em Solo (m)	Δh Tempo em solo (h)	Rendimento em Solo (m/h)	Furação em Rocha (m)	Δh Tempo em Rocha (h)	Δh Total (C/ oferta de h)	Rendimento em Rocha (m/h)	V. Teórico	V. Real	Δ Volume	Data Fim Betonagem
X	BG28	81	Ø1000	88.49	83.12	82.72	57.10	25.62	31.39	5.77	03/05/2022	27.70	3.30	8.30	3.30	7.20	0.45	19.79	22.00	2.21	17/05/2022	
X	BG28	84	Ø1000	90.43	85.23	84.83	58.01	26.82	32.42	5.60	28/04/2022	27.70	3.00	9.23	4.72	3.40	1.29	21.05	26.00	4.95	16/05/2022	
X	BG28	426	Ø800	87.08	83.36	82.96	73.91	9.05	13.17	4.12	06/06/2022	13.17	0.50	15.80	-	-	-	4.54	5.00	0.46	07/06/2022	
X	BG28	427	Ø800	87.01	83.34	82.94	73.89	9.05	13.12	4.07	15/06/2022	13.12	1.00	13.12	-	-	-	4.54	5.00	0.46	15/06/2022	
X	BG28	428	Ø800	86.95	83.22	82.82	73.82	9.00	13.13	4.13	31/05/2022	13.13	0.55	14.32	-	-	-	4.52	5.00	0.48	31/05/2022	
X	BG28	429	Ø800	86.96	83.30	82.90	73.85	9.05	13.11	4.06	07/06/2022	13.01	1.00	13.01	-	-	-	4.50	5.00	0.50	08/06/2022	
X	BG28	430	Ø800	87.05	83.10	82.70	73.90	8.80	13.15	4.17	02/06/2022	13.17	1.05	12.16	-	-	-	4.50	5.50	1.00	03/06/2022	
X	BG28	431	Ø800	87.05	83.26	82.86	73.95	8.91	13.10	4.19	15/06/2022	13.14	1.15	10.51	-	-	-	4.49	5.00	0.51	15/06/2022	
X	BG28	432	Ø800	87.02	83.24	82.84	73.89	8.95	13.13	4.18	02/06/2022	13.13	1.05	12.12	-	-	-	4.49	5.50	1.01	03/06/2022	
X	BG28	433	Ø800	86.96	83.22	82.82	73.77	9.05	13.19	4.14	08/06/2022	13.20	1.05	12.18	-	-	-	4.50	5.00	0.50	08/06/2022	
X	BG28	434	Ø800	86.93	83.20	82.80	73.90	8.90	13.03	4.13	30/05/2022	13.03	1.00	13.03	-	-	-	4.47	5.00	0.53	31/05/2022	
X	BG28	435	Ø800	86.94	83.18	82.78	73.88	8.90	13.06	4.16	02/06/2022	13.06	0.30	26.12	-	-	-	4.47	5.00	1.03	02/06/2022	
X	BG28	436	Ø800	86.91	83.16	82.76	73.91	8.85	13.00	4.15	25/05/2022	13.00	1.30	8.67	-	-	-	4.40	5.00	0.60	25/05/2022	
X	BG28	437	Ø800	86.94	83.14	82.74	73.89	8.85	13.05	4.20	26/05/2022	13.05	2.05	6.26	-	-	-	4.40	5.00	0.60	27/05/2022	
X	BG28	438	Ø800	86.91	83.12	82.72	73.92	8.80	12.99	4.19	24/05/2022	13.00	1.05	12.00	-	-	-	4.42	5.00	0.58	24/05/2022	
X	BG28	439	Ø800	87.05	83.10	82.70	73.90	8.80	13.15	4.35	30/05/2022	13.15	1.10	11.27	-	-	-	4.42	6.00	1.58	31/05/2022	
X	BG28	440	Ø800	86.95	83.08	82.68	73.88	8.80	12.97	4.27	25/05/2022	13.10	1.20	9.83	-	-	-	4.40	5.50	1.10	25/05/2022	
X	BG28	441	Ø800	86.95	83.06	82.66	73.51	9.15	13.44	4.29	27/05/2022	13.05	1.05	12.05	-	-	-	4.30	5.00	0.70	27/05/2022	
X	BG28	442	Ø800	86.89	83.04	82.64	73.89	8.75	13.00	4.25	23/05/2022	13.00	1.20	9.75	-	-	-	4.39	5.00	0.61	24/05/2022	
X	BG20	443	Ø800	86.86	83.01	82.61	73.91	8.70	12.95	4.25	28/04/2022	13.00	1.30	8.67	-	-	-	4.30	5.00	0.70	28/04/2022	
X	BG28	444	Ø800	86.91	83.01	82.61	73.91	8.70	13.00	4.30	07/06/2022	13.00	1.10	11.14	-	-	-	4.30	5.00	0.70	08/06/2022	
X	BG28	445	Ø800	86.97	83.01	82.61	73.91	8.70	13.06	4.36	31/05/2022	13.06	1.30	8.71	-	-	-	4.37	5.00	0.63	31/05/2022	
X	BG20	446	Ø800	87.04	83.01	82.61	73.91	8.70	13.13	4.43	28/04/2022	13.00	1.10	11.14	-	-	-	4.30	5.00	0.70	28/04/2022	
X	BG28	458	Ø800	86.64	83.01	82.61	73.91	8.70	12.73	4.03	07/06/2022	12.73	0.55	13.89	-	-	-	4.30	5.00	0.70	08/06/2022	
X	BG28	464	Ø800	86.53	83.01	82.61	73.91	8.70	12.73	4.03	14/06/2022	12.73	0.55	13.89	5.89	4.00	03.00	1.47	13.50	1.50	15/06/2022	
X	BG28	540	Ø800	87.08	78.04	77.64	59.09	18.55	27.99	9.44	13/06/2022	23.00	2.40	8.63	5.00	3.40	02.40	1.36	10.00	10.00	0.70	14/06/2022
X	BG28	542	Ø800	87.11	84.82	84.42	59.07	25.35	28.04	2.69	20/05/2022	23.50	3.40	6.41	5.00	1.30	03.30	3.33	12.70	15.00	2.30	23/05/2022
X	BG28	547	Ø800	87.19	78.04	77.64	59.09	18.55	28.04	9.55	16/06/2022	26.00	3.10	8.21	2.10	1.20	03.20	1.58	9.30	10.00	0.70	16/06/2022
X	BG28	549	Ø800	87.00	78.05	77.64	59.09	18.55	27.91	9.36	13/06/2022	23.50	1.10	20.14	4.41	3.50	02.50	1.15	9.30	10.00	0.70	14/06/2022
X	BG28	551	Ø800	87.17	78.04	77.64	59.09	18.55	28.08	9.53	06/06/2022	23.50	2.20	10.07	4.51	2.30	01.30	1.80	9.30	10.00	0.70	07/06/2022
X	BG28	553	Ø800	87.12	78.04	77.64	59.09	18.55	28.03	9.48	01/06/2022	24.50	2.30	9.80	3.13	2.45	01.45	1.14	9.30	10.00	0.70	01/06/2022
X	BG28	554	Ø800	87.17	78.04	77.64	59.09	18.55	28.08	9.53	02/06/2022	25.00	2.20	10.71	3.08	1.45	00.45	1.76	9.30	10.00	0.70	03/06/2022
X	BG28	555	Ø800	87.12	84.81	84.41	59.11	25.30	28.01	2.71	26/05/2022	25.00	5.10	4.84	-	-	-	1.80	14.50	1.80	14/06/2022	
X	BG28	556	Ø800	87.09	78.04	77.64	59.09	18.55	28.00	9.45	01/06/2022	25.00	2.00	10.00	3.00	2.00	01.00	1.50	9.30	10.00	0.70	02/06/2022
X	BG28	557	Ø800	87.01	85.10	84.70	59.10	25.60	27.91	2.31	30/05/2022	23.50	2.00	11.75	3.50	2.40	01.40	1.31	12.80	14.50	1.70	30/05/2022
X	BG20	558	Ø800	86.74	78.04	77.64	59.09	18.55	27.65	9.10	19/04/2022	22.50	2.50	7.94	4.15	2.30	01.30	1.66	9.30	9.50	0.20	20/04/2022
X	BG28	559	Ø800	86.73	78.04	77.64	59.09	18.55	27.64	9.09	08/04/2022	22.50	4.25	5.09	5.14	1.15	00.15	4.11	9.30	10.00	0.70	09/04/2022
X	BG20	560	Ø800	86.75	78.04	77.64	59.09	18.55	27.66	9.11	26/04/2022	27.00	4.00	6.75	-	-	-	9.30	10.00	0.70	27/04/2022	
X	BG20	561	Ø800	86.71	78.04	77.64	59.09	18.55	27.62	9.07	13/04/2022	23.00	2.30	9.20	4.62	3.15	02.15	1.42	9.30	12.00	2.70	14/04/2022
X	BG20	562	Ø800	86.76	78.04	77.64	59.09	18.55	27.67	9.12	22/04/2022	22.00	2.55	7.54	5.70	02.00	01.00	2.85	9.30	10.00	0.70	22/04/2022
X	BG28	563	Ø800	86.67	78.04	77.64	59.09	18.55	27.58	9.03	06/04/2022	23.00	2.00	11.50	4.50	03.00	02.00	1.50	9.30	10.00	0.70	07/04/2022
X	BG20	564	Ø800	86.82	78.04	77.64	59.09	18.55	27.73	9.18	19/04/2022	23.00	2.10	10.62	4.73	2.10	01.30	1.89	9.30	10.00	0.70	20/04/2022
X	BG28	566	Ø800	86.81	78.04	77.64	59.09	18.55	27.64	9.10	05/04/2022	23.00	1.40	11.30	4.40	03.00	02.00	1.64	9.30	10.00	0.70	05/04/2022
X	BG28	567	Ø800	86.54	78.04	77.64	60.39	17.25	26.15	8.90	30/03/2022	23.00	1.50	12.55	3.15	01.20	00.20	2.36	8.60	11.00	2.40	04/04/2022
X	BG28	568	Ø800	86.53	78.04	77.64	60.39	17.25	26.14	8.89	07/04/2022	22.00	2.00	11.00	4.20	03.35	02.35	1.17	8.60	9.50	0.90	08/04/2022
X	BG20	569	Ø800	86.20	77.64	77.24	59.99	17.25	26.21	8.96	17/03/2022	23.00	5.45	4.00	3.21	01.05	00.05	2.96	8.60	9.50	0.90	21/03/2022
X	BG20	570	Ø800	86.69	78.04	77.64	60.39	17.25	26.30	9.05	24/03/2022	22.00	4.00	4.00	4.30	04.30	03.30	0.96	8.60	10.00	1.40	26/03/2022
X	BG20	572	Ø800	86.14	77.64	77.24	59.99	17.25	26.15	8.90	15/03/2022	20.00	2.30	8.00	6.15	03.45	02.45	1.64	8.60	8.80	0.20	16/03/2022
X	BG28	573	Ø800	86.16	77.64	77.24	59.99	17.25	26.17	8.92	11/03/2022	20.50	2.00	10.25	5.67	03.45	02.45	1.51	8.60	9.50	0.90	14/03/2022
X	BG20	574	Ø800	93.51	85.04	84.64	67.39	17.25	26.12	8.87	18/03/2022	18.70	3.15	5.75	8.43	4.25	03.25	1.91	8.60	9.50	0.90	21/03/2022
X	BG20	575	Ø800	86.60	78.04	77.64	60.39	17.25	26.21	8.95	26/03/2022	18.75	3.05	6.25	15.55	09.30	08.00	1.73	8.60	9.50	0.90	29/03/2022
X	BG28	576	Ø800	86.46	78.04	77.64	60.39	17.25	26.17	8.92	01/04/2022	18.75	4.15	3.88	9.60	05.00	04.00	1.64	8.60	10.00	1.40	05/04/2022
X	BG28	577	Ø800	86.12	77.64	77.24	59.99	17.25	26.13	8.88	14/03/2022	20.50	4.00	5.13	4.10	02.40	01.40	1.54	8.60	10.00	1.40	15/03/2022
X	BG28	578	Ø800	86.61	78.04	77.64	60.39	17.25	26.22	8.97	07/04/2022	22.00	2.10	10.15	4.21	04.00	03.00	1.05	8.60	9.50	0.90	07/04/2022
X	BG20	579	Ø800	86.59	78.04	77.64	60.39	17.25	26.20	8.95	22/03/2022	18.50	3.00	6.17	7.30	05.50	04.50	1.25	8.70	10.00	1.30	24/03/2022
X	BG28	581	Ø800	86.56	78.04	77.6																

---

(página propositadamente em branco)

---

No decorrer do programa de execução da obra a equipa encarregada da empresa notou, através de dados estatísticos provenientes dos boletins já referenciados, que existiu um aumento significativo, não esperado, no que toca ao tempo e perfuração em rocha.

Os gráficos 2 e 3 apresentam, respetivamente, a furação em rocha *versus* rendimento em rocha e a furação em solo *versus* rendimento em solo. A análise dos mesmos permite constatar que, para as estacas onde existiu tanto furação em solo como rocha o rendimento médio em solo até aumentou de 2,10 m/h para cerca de 5 m/h, mantendo-se quase constante os metros perfurados nessa litologia, enquanto em rocha os metros perfurados tendem a aumentar, mas os rendimentos médios diminuem de 1,6 m/h para 1,2m/h.

Uma das consequências diretas desse aumento de quantidade de rocha a atravessar é a necessidade de mais tempo para o conseguir, traduzindo-se, portanto, nos rendimentos obtidos e no dilatar do período de execução dos trabalhos. Este facto sustenta a hipótese que é possível estar perante uma litologia díspar da esperada.

O gráfico 4 conclui esta linha de pensamento, a evolução diária do rendimento de furação tende a diminuir com o aumento do número de horas passadas em litologia rochosa.

De referir ainda que existe uma discrepância clara entre o volume teórico e real na altura da betonagem das estacas, mais precisamente de uma média de 1,69 m<sup>3</sup> por excesso em cada. Porém, pela presença deste fenómeno em todos boletins de estacas -secção de betonagem- é possível afirmar que não está correlacionado diretamente com as diferentes zonas geotécnicas, mas possivelmente com espaços vazios além do esperado ou furação lateral superior.

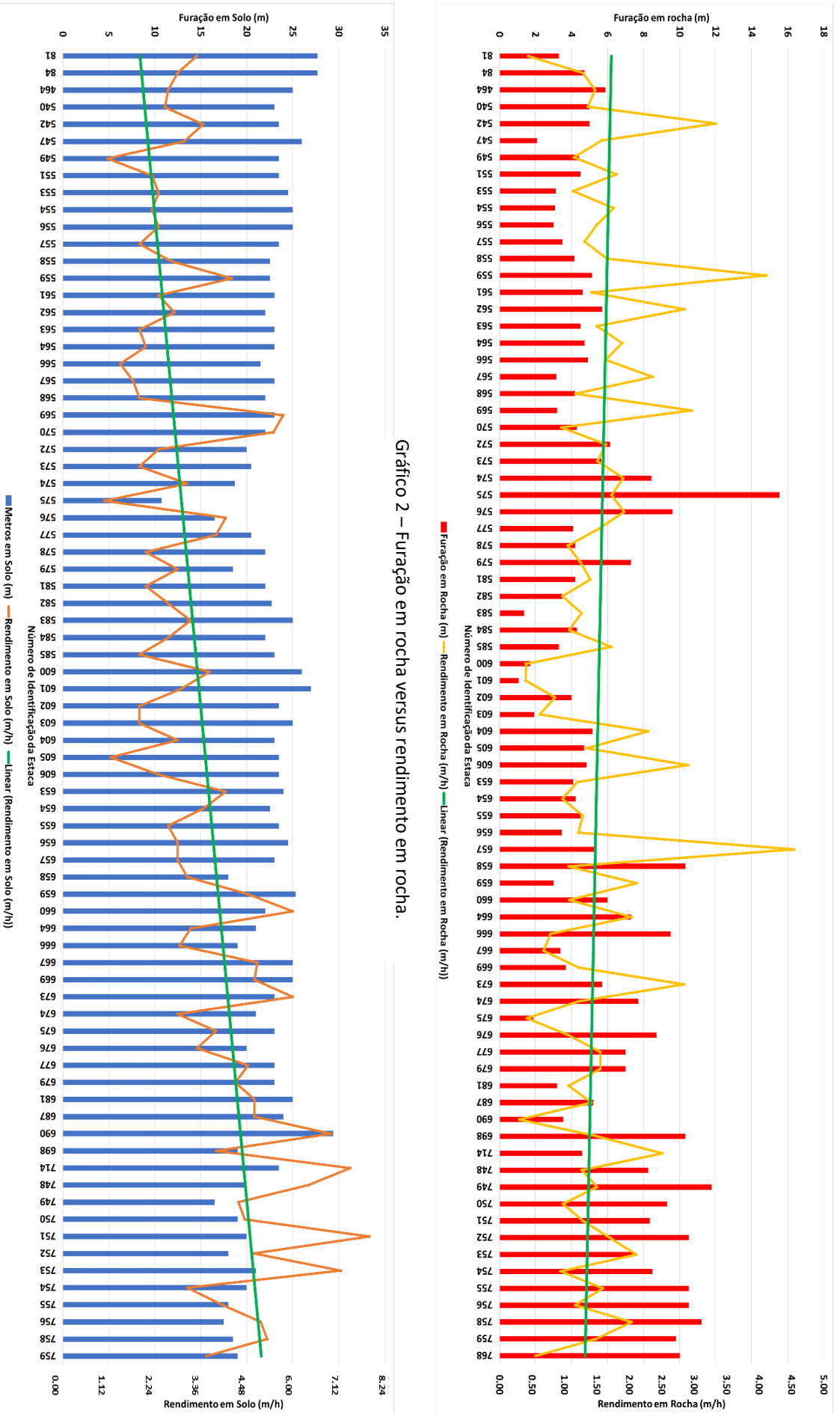


Gráfico 3 – Furação em solo versus rendimento em solo.

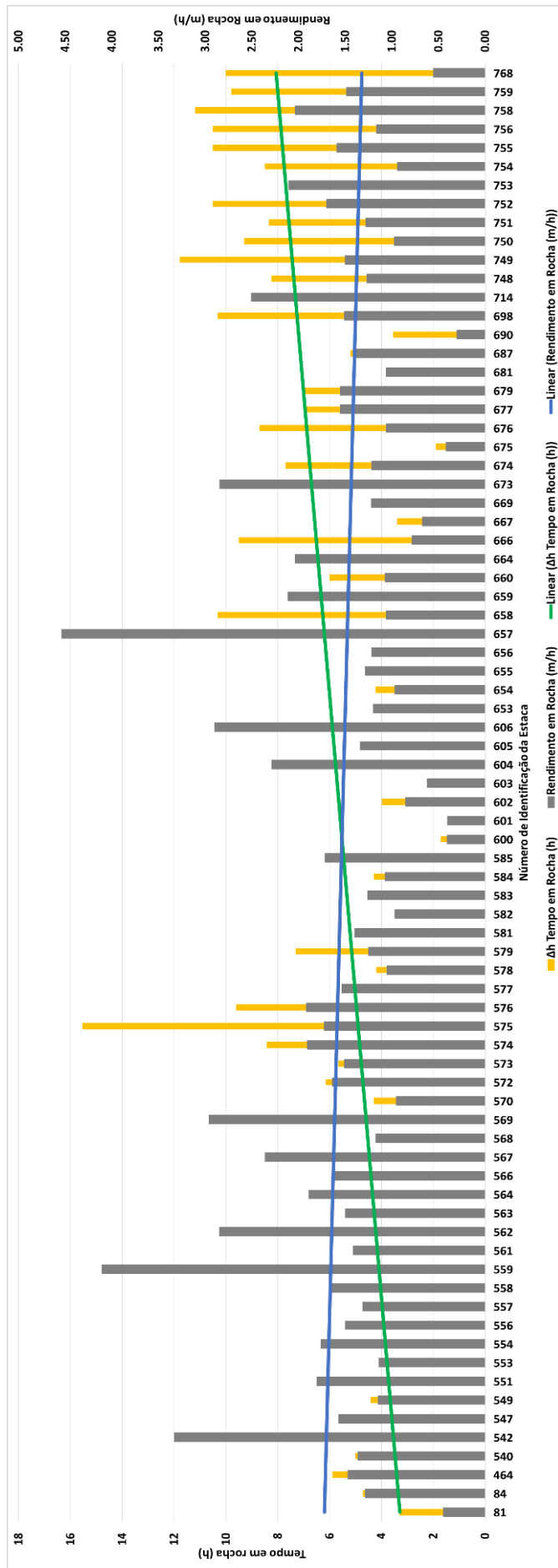


Gráfico 4 – Evolução diária do rendimento de furação.

#### 4.6 Nova campanha de investigação geotécnica

De forma a avaliar o terreno atravessado e a sua correlação com o desempenho dos equipamentos ao longo da furação, o próximo passo constitui o cruzamento da informação de novas sondagens com as perfurações executadas. Uma vez que, como se verificou, as sondagens existentes não são suficientemente abrangentes para a zona de implantação da obra, não cobrindo algumas zonas nas quais foram e serão executadas estacas, realizou-se uma campanha de sondagens complementar de forma a caracterizar convenientemente os horizontes perfurados.

Com efeito, a presente campanha complementar de prospeção geológico-geotécnica teve como propósito reconhecer os locais interessados pela execução das estacas de betão armado E573, E618, E656 e E690. Para esse fim, tendo-se por base a informação recolhida procedeu-se à classificação macroscópica dos testemunhos das sondagens realizadas, cálculo da percentagem de recuperação e de RQD. A figura 34 representa espacialmente a posição das 4 sondagens executadas e os relatórios das mesmas estão presentes no anexo 4.

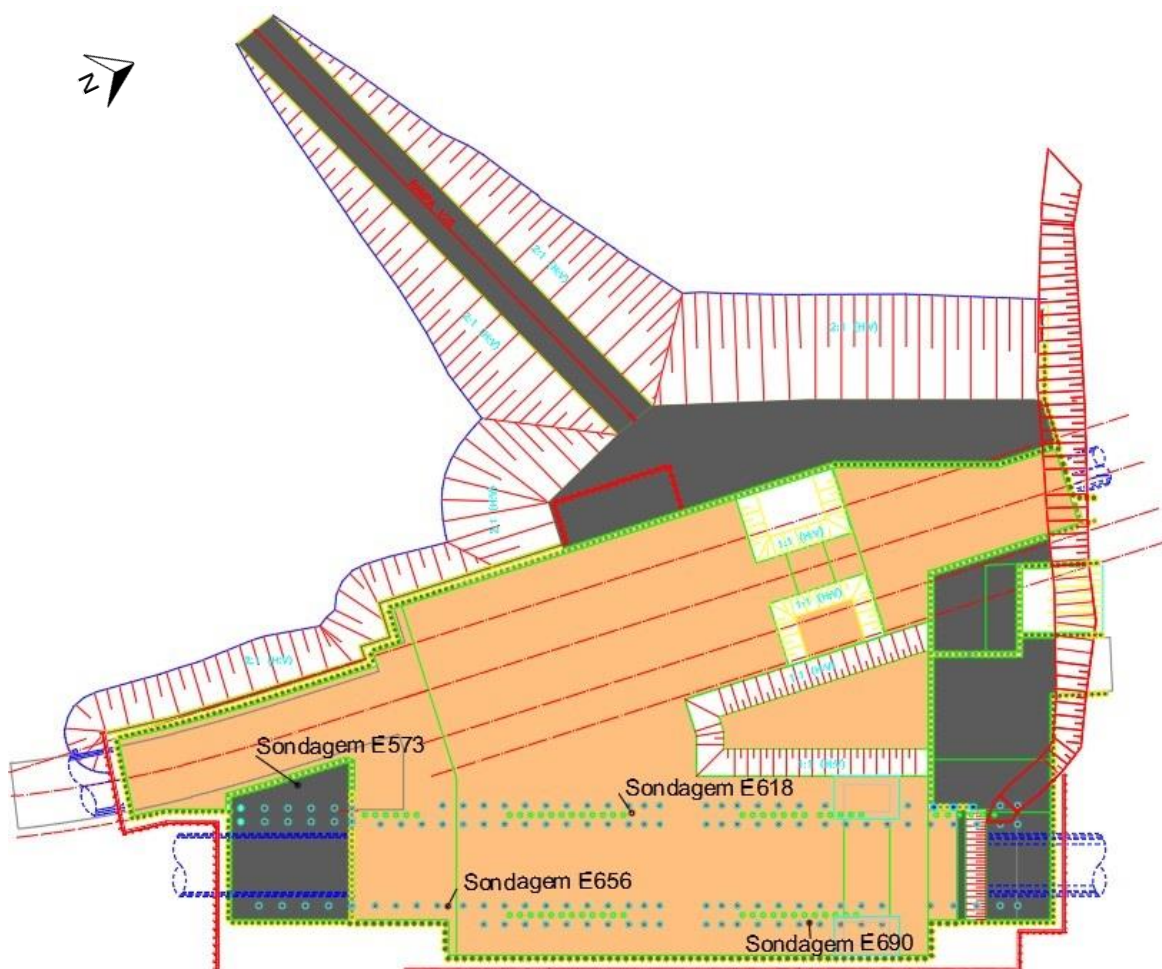


Figura 34 – Locais de execução dos furos de sondagens complementares.

As sondagens foram efetuadas posteriormente à execução das estacas a distâncias inferiores a 3 metros para se encontrar boa concordância com os registos de execução, validando a quantificação de horas de uso de ferramenta de corte *caroutier* apresentadas anteriormente, atravessando formações  $W_2$  e  $W_3$  (ISRM, 1981) que se referem a zonas geotécnicas G2 e G3, presentes no tópico 3.6. A disposição espacial das mesmas encontra-se representada na figura 35.

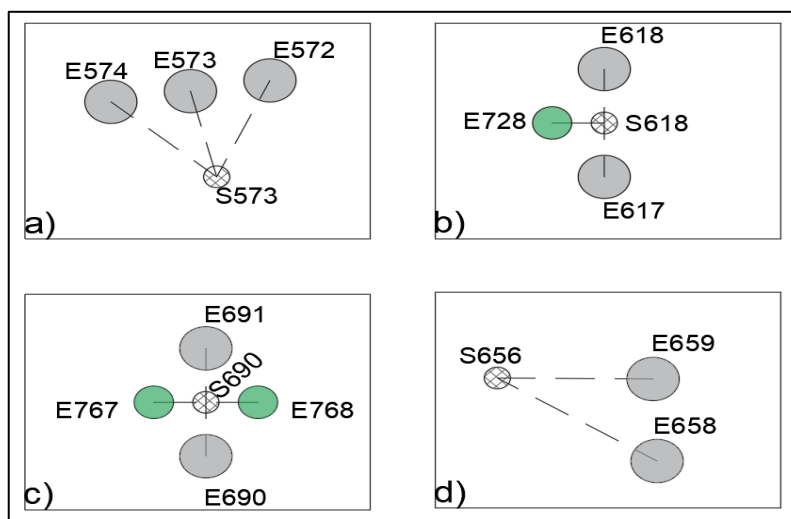


Figura 35 – Disposição das sondagens relativamente às estacas mais próximas.

Em complemento das sondagens executadas, foi realizada uma bateria de ensaios de resistência à compressão uniaxial em amostras recolhidas na ferramenta de corte, durante a execução das estacas, cujo resumo dos resultados se apresenta na tabela 15, com intuito de comparar com os valores estabelecidos no zonamento geotécnico, tópico 3.6.

Tabela 15 – Resumo dos resultados de ensaio de resistência à compressão simples.

Ensaio de determinação da resistência à compressão simples		Número de identificação de Estaca			
		E413 aos 9m	E573 aos 24m	E610 aos 28m	E620 aos 26m
Referência do Provete	1	65,1	73,4	58,3	24,5
	2	74,7	56,5	38,0	15,8
	3	71,0	72,3	46,9	38,1
	4	65,6	73,8	45,4	23,9
	5	69,4	57,2	10,1	60,0
	6	70,3	79,0	36,6	59,1
	7	72,5	27,6	39,9	22,8
	8	75,5	83,8	36,7	21,3
	9	74,9	95,8	21,6	22,2
	10	62,9	56,1	47,4	36,3
Valor médio da resistência à compressão $R_m$ (MPa)		70,2	64,6	39,1	32,4

Apresenta-se, seguidamente, em detalhe, o boletim de controlo da estaca 573 que identifica o material atravessado da seguinte forma: solo, de 0,00 a 8,00 metros considerado saibro; rocha de 8,00 a 10,5 metros, solo, de 10,50 a 23 metros considerado saibro e rocha, dos 23,00 a 26,17 metros, com um rendimento de 1,51 m/h nesta última. Por comparação com o registo “log” da sondagem S573 a mesma informação confirma-se, existindo dos 9,00 aos 12,00 metros rocha, com estado  $W_3$  a  $W_2$  (ISRM, 1981) e índice RQD até 77%, e dos 23,00 aos 27,00 metros, rocha com grau de fracturação predominantemente  $F_2$  (ISRM, 1981), alteração  $W_3$  (ISRM, 1981) e índice RQD até 63% (ISRM, 1981). Complementando esta informação com os resultados do ensaio de resistência à compressão simples, observa-se que o valor médio da resistência à compressão aos 24 metros é de 64,6 MPa. As figuras 36 e 37 exibem cortes detalhados, tendo por base a disposição a) da figura 35, onde as zonas avermelhadas indicam horizontes comuns do uso da ferramenta de corte *caroutier* para litologia rochosa com médio grau de alteração.

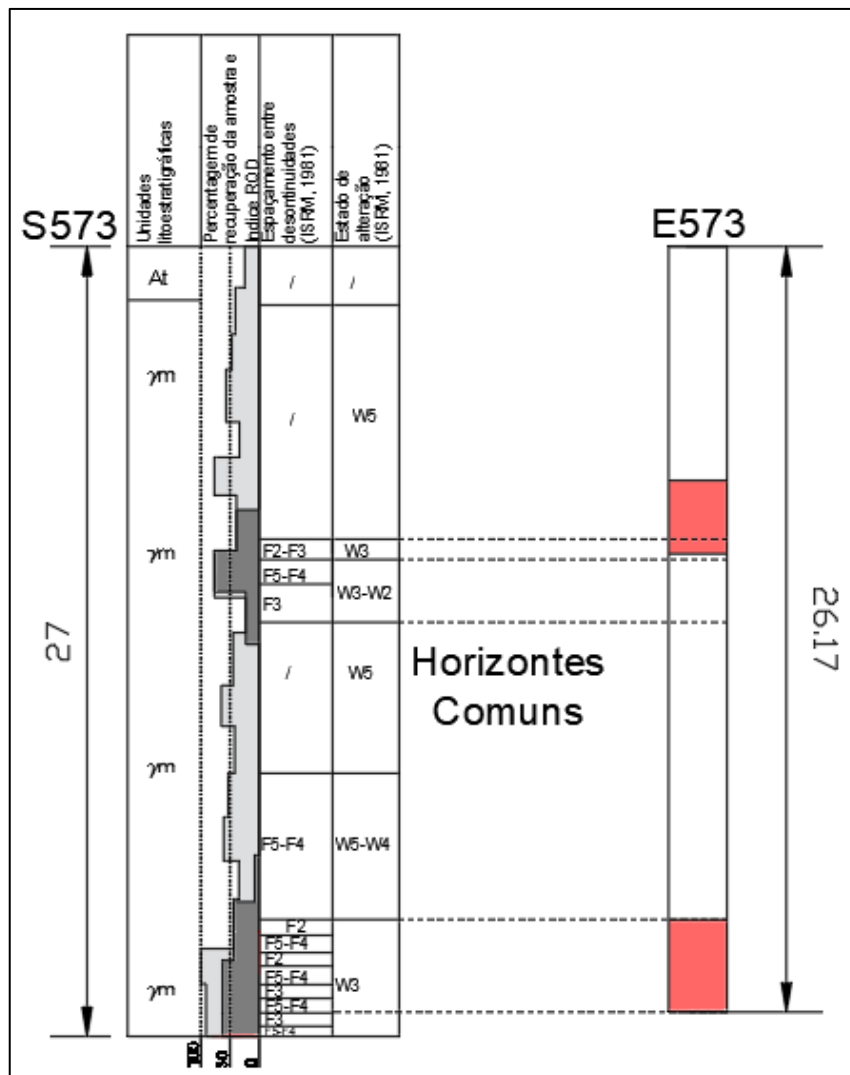


Figura 36 – Comparação em corte entre S573 e E573.



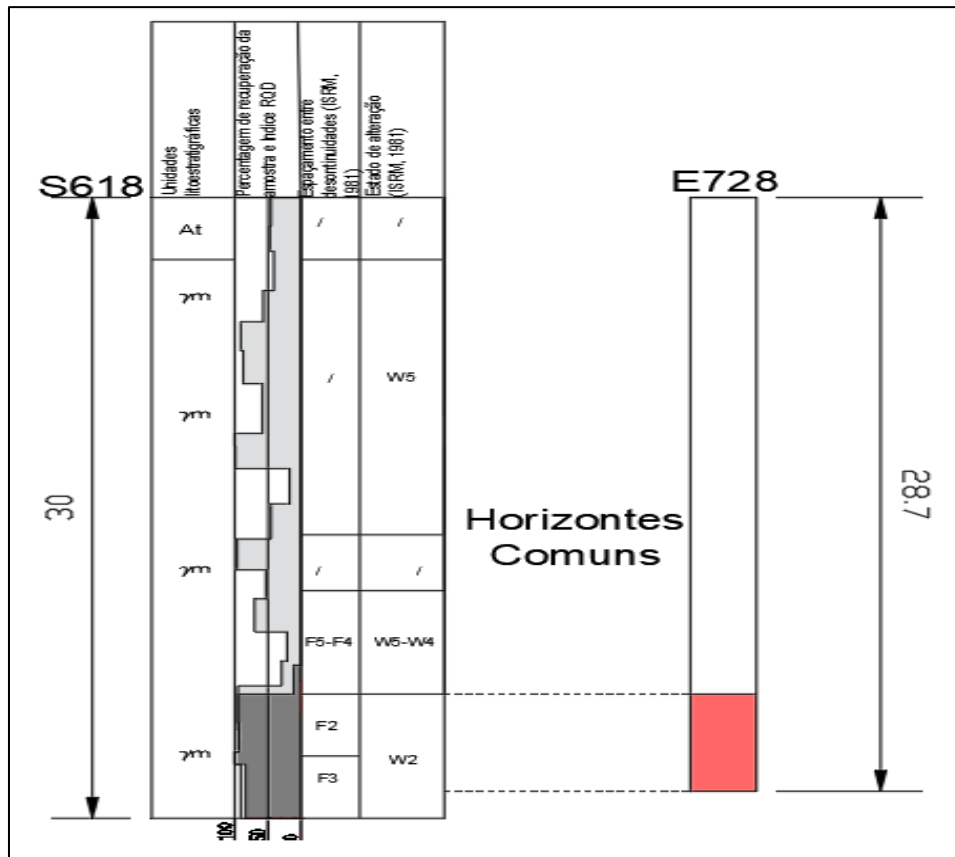


Figura 38 – Comparação em corte entre S618 e E728.

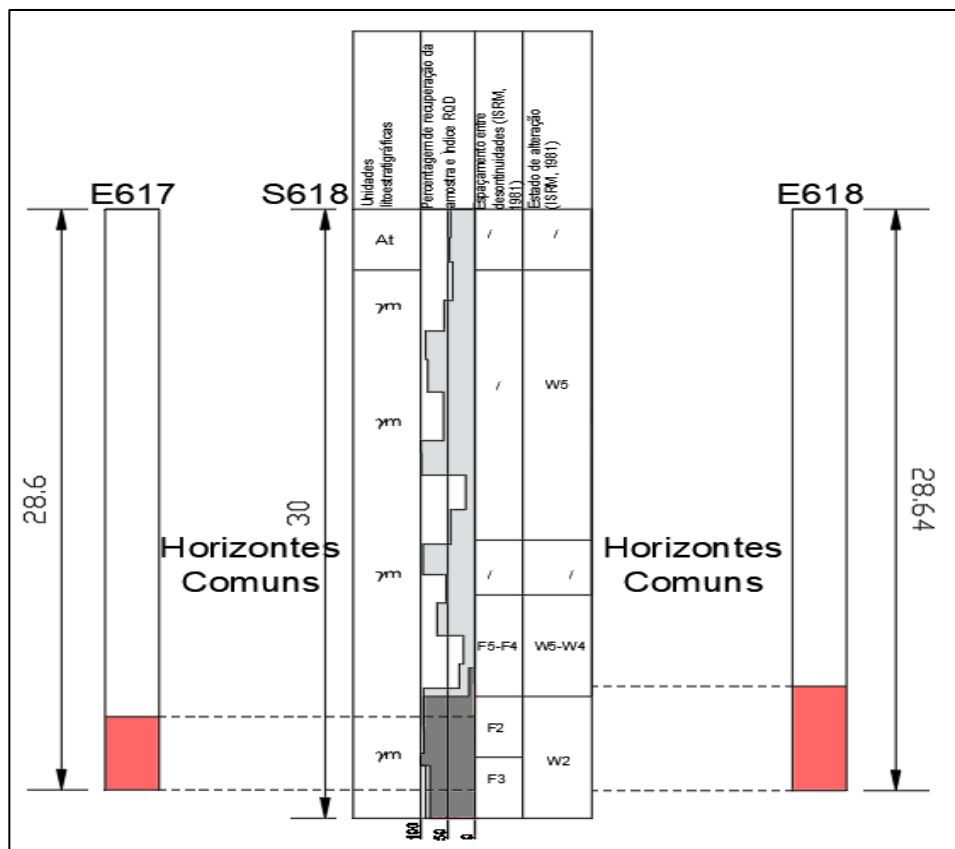


Figura 39 – Comparação em corte entre S618 e E617 com E618.

Já o boletim de controlo da estaca 656 identifica o material atravessado como: solo de 0,00 a 24,4 metros, considerado saibro e rocha, de 24,50 a 28,15 metros. Por comparação com o registo “log” da sondagem, a informação confirma-se, existindo até aos 24 metros solo residual granítico com estado W<sub>5</sub> a W<sub>4</sub> (ISRM, 1981) e grau de fracturação F<sub>5</sub> (ISRM, 1981) e dos 24 aos 28,5 metros rocha com grau de fracturação a evoluir para F<sub>2</sub> a F<sub>3</sub> (ISRM, 1981), alteração W<sub>3</sub> (ISRM, 1981) e índice RQD sempre no intervalo até 60% (ASTM, 1988). Complementando esta informação com os resultados do ensaio de resistência à compressão simples, observa-se que o valor médio da resistência à compressão aos 28 metros é de 39,1 MPa. A figura 40 apresenta um corte detalhado, tendo por base a disposição c) da figura 35, onde as zonas avermelhadas indicam o uso da ferramenta de corte *caroutier* para litologia rochosa com grau de alteração médio.

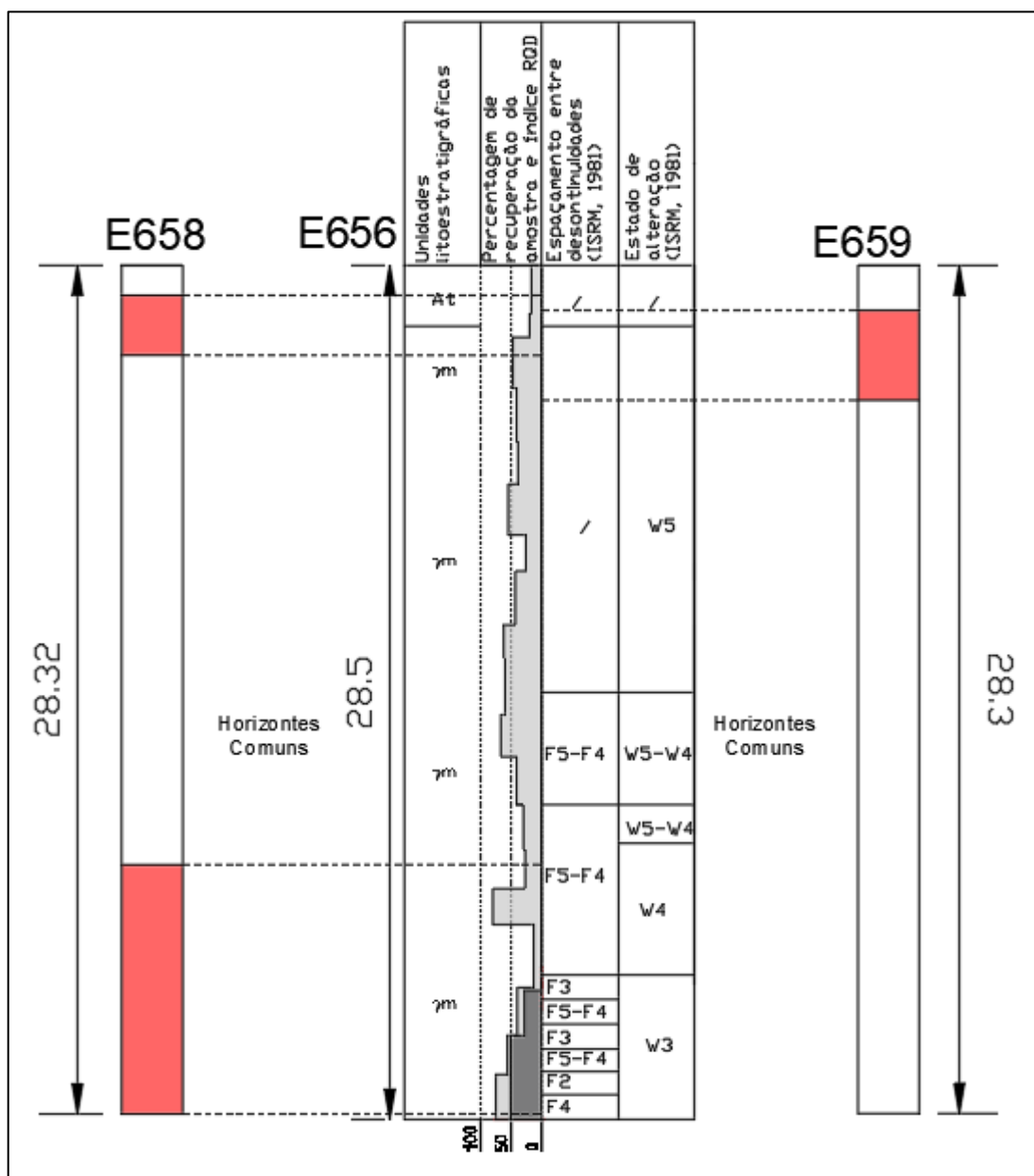


Figura 40 – Comparação em corte entre S656 e E658 com E659.

Por último, e provavelmente o exemplo mais claro para a argumentação, o boletim de controlo da estaca 690 identifica o material atravessado como: solo de 0,00 a 29,40 metros considerado saibro e rocha, de 29,00 a 33,00 metros. Por comparação com o registo “log” da sondagem, a informação comprova-se, existindo até aos 25 metros solo residual granítico com estado W<sub>5</sub> (ISRM, 1981) categórico e dos 25 aos 33 metros uma progressão instantânea para rocha com grau de fracturação para F<sub>2</sub> (ISRM, 1981) e alteração W<sub>2</sub> (ISRM, 1981) e índice RQD sempre superior a 60% (ASTM, 1988). Complementando esta informação com os resultados do ensaio de resistência à compressão simples na estaca 413 observa-se que o valor médio da resistência à compressão aos 9 metros é de 70,2 MPa o que aliado ao rendimento da estaca 690 de 0,31 m/h em rocha pode significar que a situação evoluiu em profundidade, comprovado de igual forma pelas restantes estruturas atravessadas. As figuras 41 e 42 apresentam um corte detalhado, tendo por base a disposição d) da figura 35, onde as zonas avermelhadas indicam o uso da ferramenta de corte *caroutier* para litologia rochosa com grau de alteração médio.

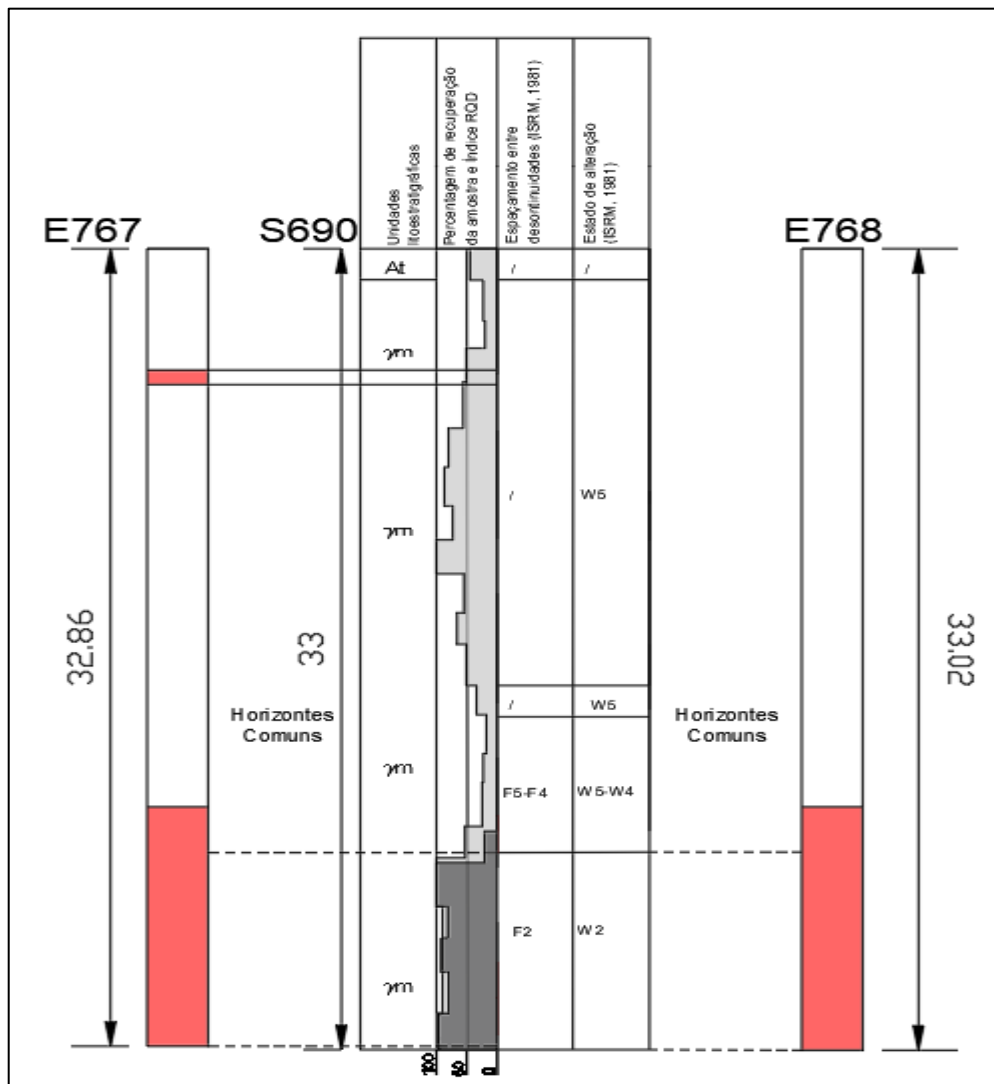


Figura 41 – Comparação em corte entre S656 e E658 com E659.

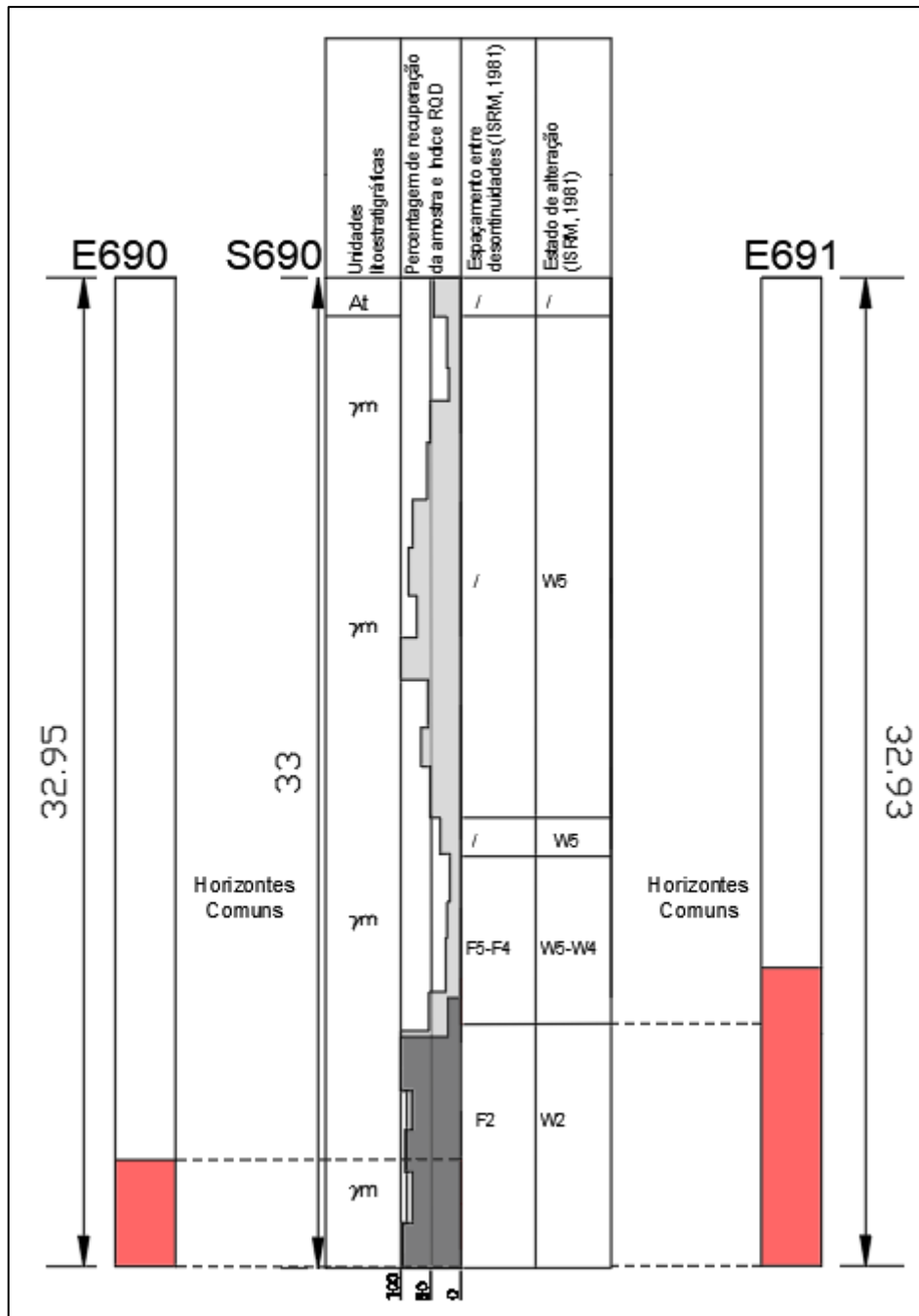


Figura 42 – Comparação em corte entre S656 e E658 com E659.

---

Com base nos relatórios iniciais, havia a expectativa do carácter pontual do elevado grau de fracturação e baixa resistência das formações  $W_3$  (ISRM, 1981) a atravessar. Com a associação de todas as evidências e resultados é possível considerar o seguinte:

- Verifica-se que a zona G3, respeitante à formação com grau de alteração  $W_3$  (ISRM, 1981) apresenta-se a um nível mais superficial do que o expectado;
- O grau de fracturação da mesma não é regular e a sua resistência é superior ao expectado;
- Não existe carácter pontual na intersecção da zona G3, é recorrente o contacto com a mesma, estando presente em 191 das 305 estacas, representando 63% do total;
- Foram executadas estacas atravessando estratos com resistências à compressão uniaxial superiores a 50 MPa, situação não esperada;
- Recorrendo à base de dados, é possível observar que as estacas 81, 600, 601, 675 e 690 apresentam rendimentos muito abaixo do razoável, mesmo com o uso do *caroutier* de, respetivamente, 0,45, 0,41, 0,41, 0,42 e 0,31 m/h;
- A comparação, em corte, entre as sondagens executadas e as estacas, conjugado com os dados das mesmas, afirma a frequente intersecção com formações  $W_2$  (ISRM, 1981) pertencente ao grupo G2;
- Apesar de todas as situações anteriores, o rendimento médio total encontrou-se a 1,53m/h, o que demonstra o esforço pedido aos equipamentos para ultrapassar as mesmas, pese embora o elevado desgaste que implicou nas máquinas e ferramentas;
- O zonamento geotécnico utilizado carece de qualidade na interligação entre o estado de alteração (ISRM, 1981), os valores de resistência à compressão simples tabelados e as profundidades expectadas, pelo que atendendo à litologia nodular granítica característica do Porto devem ser atualizados;
- As imprecisões na caracterização inicial do zonamento levaram a custos muito agravados a longo prazo, em que os esforços necessários superiores empregues ao serem empregues em equipamento subdimensionados traduziram-se em avarias e desgaste excessivo dos materiais e equipamentos de corte com por exemplo, rotura da vara Kelly e da rotura da mesa de rotação.

#### 4.7 Alteração das condições de execução

Por último, da exposição constante no tópico anterior, com a crescente quantidade de informação recolhida em obra por intermédio da execução das estacas, campanha de sondagens complementar e execução de ensaios de resistência à compressão simples em amostras retiradas nas ferramentas de corte, foi perceptível uma clara diferença entre o expectável inicialmente (plasmado no Relatório Geológico-Geotécnico de partida) e a realidade vivenciada em obra.

Para concluir a justificação da hipótese apresentada, demonstra-se da figura 43 à figura 49 a inserção dos alçados dos sistemas de contenção nos perfis geotécnicos anteriormente apresentados, tópico 4.2. No total da estação existem 27 alçados referenciados no projeto de execução, presente no anexo 5, no entanto são apresentados 5 pois são os que exibem maior informação dentro das 305 estacas concluídas. No mesmo, apresenta-se na área cinzenta o uso do *caroutier* que, pela observação em obra e pelos resultados obtidos nas amostras recolhidas, indica no mínimo a presença do estado de alteração  $W_3$  (ISRM, 1981).

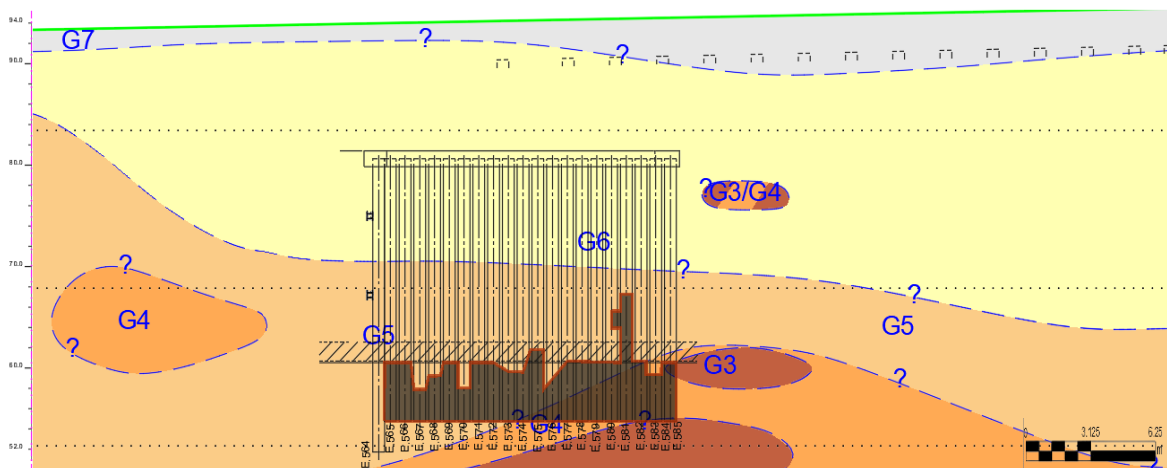


Figura 43 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de  $\varnothing 800$  mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçada 4).

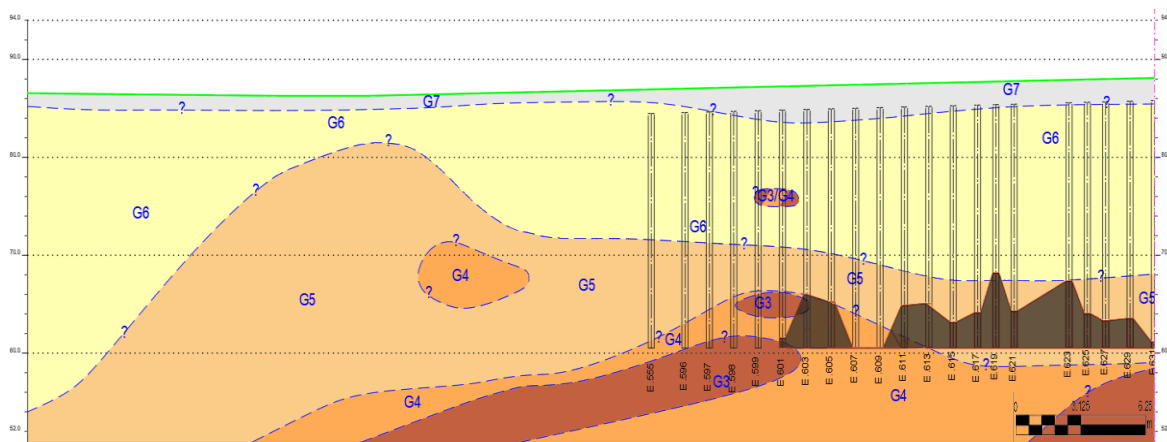


Figura 44 – Intervalos de utilização o do caroutier em estacas de  $\varnothing 800$  mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçada 13).

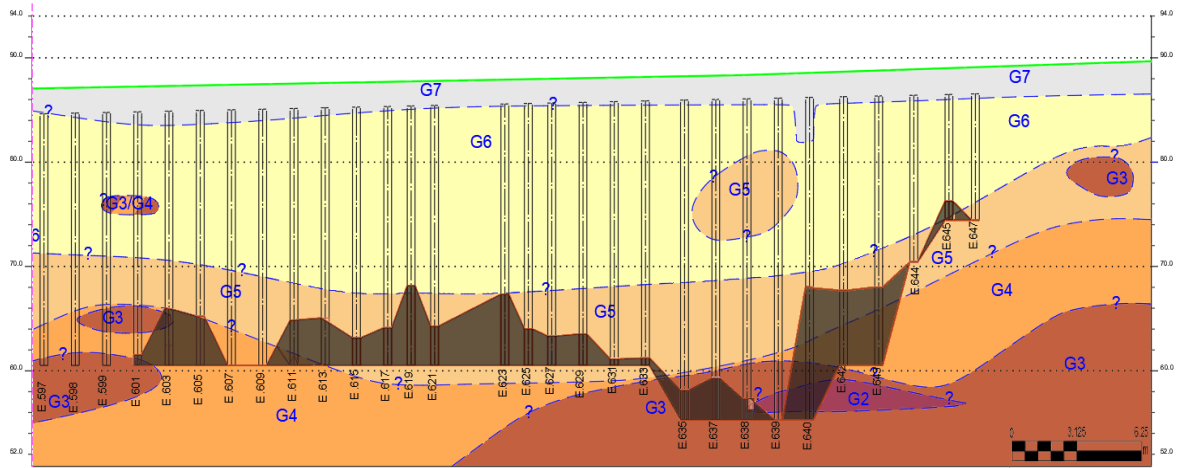


Figura 45 – Continuação do perfil longitudinal geotécnico CL01 com intervalo de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm (alçado 13).

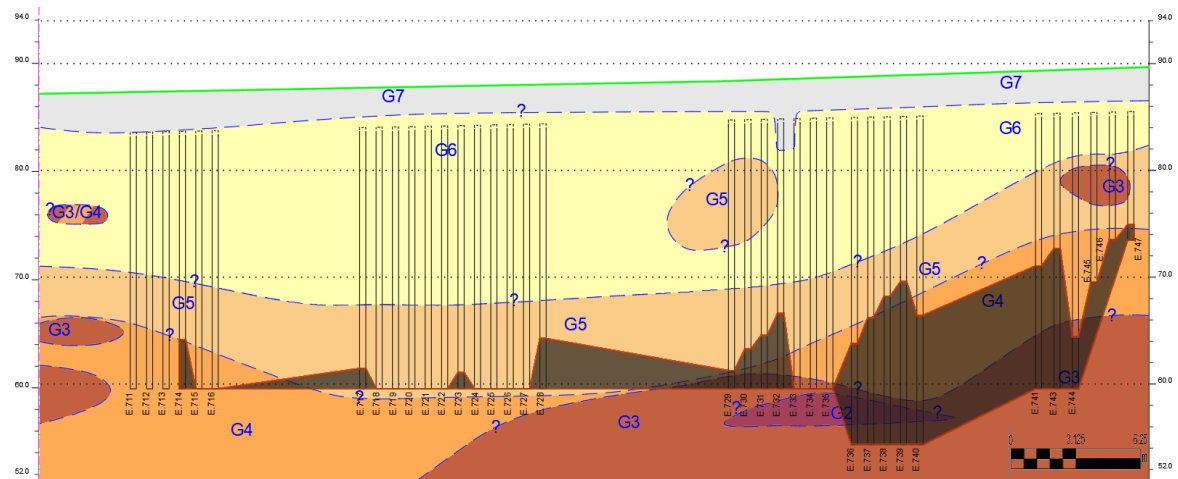


Figura 46 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø600 mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçado 13).

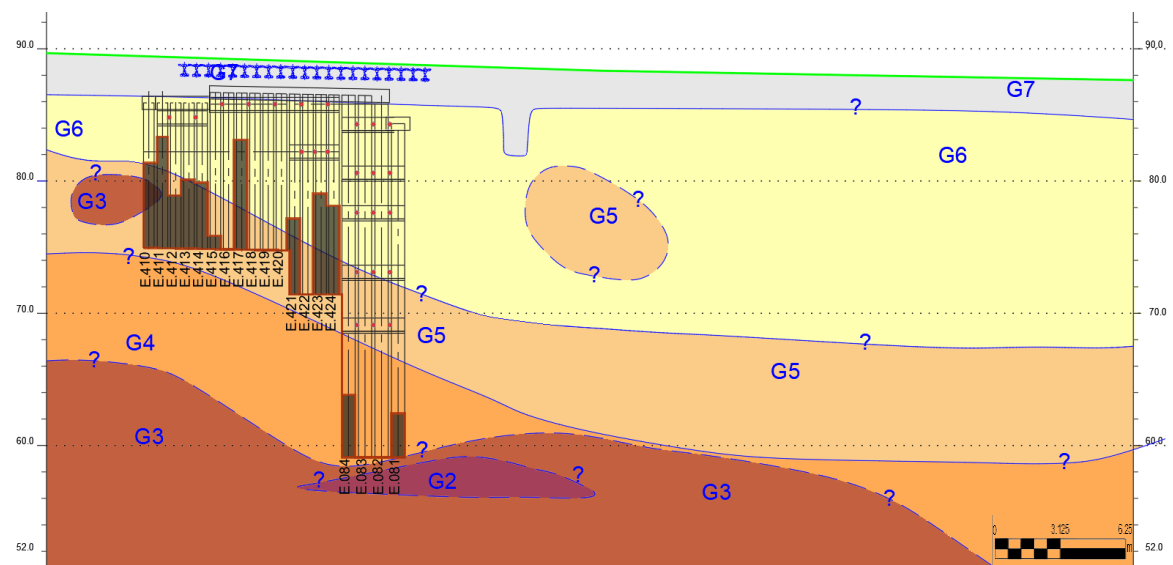


Figura 47 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil longitudinal geotécnico CL01 (alçado 15).

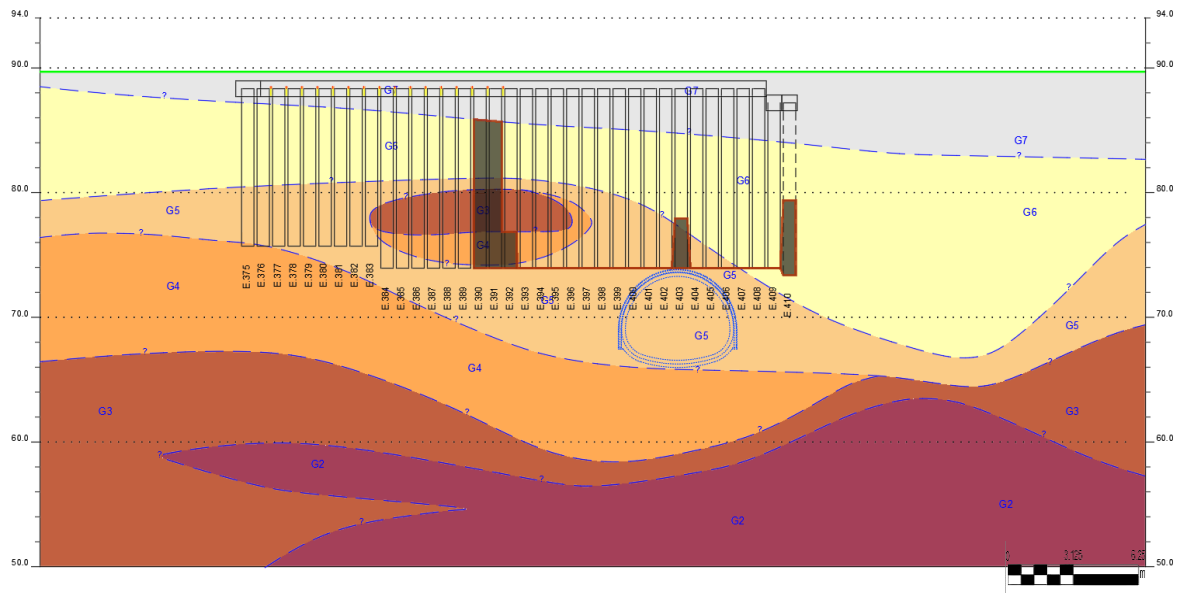


Figura 48 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil transversal geotécnico CT02 (alçado 16).

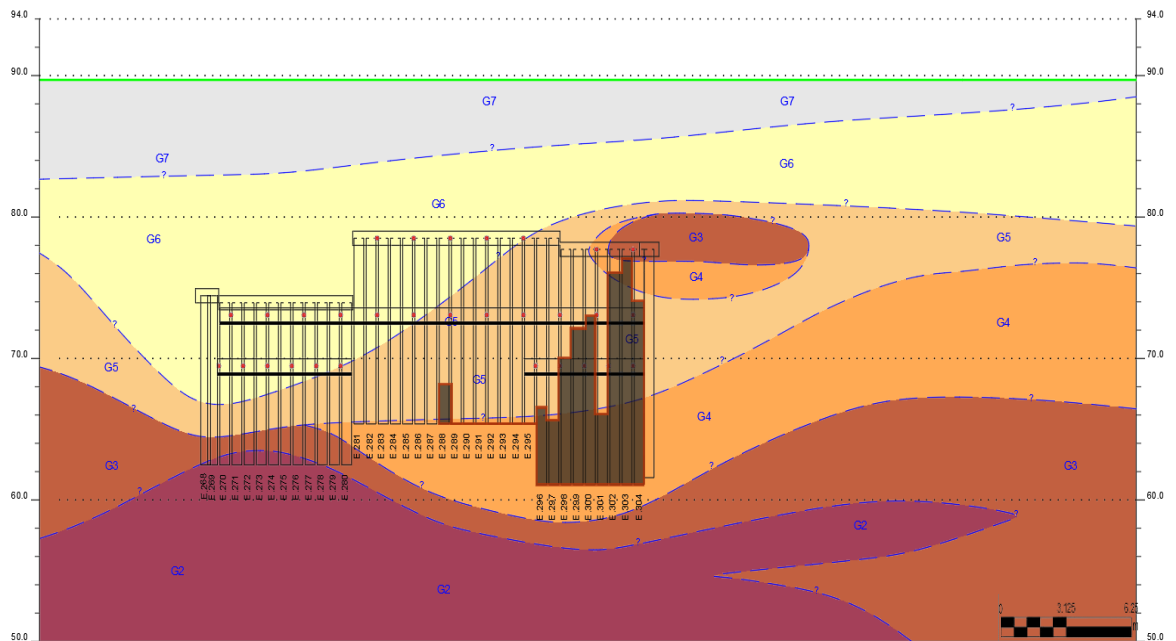


Figura 49 – Intervalos de utilização do caroutier em estacas de Ø800 mm no perfil transversal geotécnico CT02 (alçado 18).

Finalizando a argumentação, com a junção de todas as manifestações apresentadas, é possível, em resumo, concluir que na área de intervenção o número de sondagens é insuficiente para a correta representação da realidade, as zonas e a extensão onde se revela necessária a utilização das ferramentas de furação em rocha inserido em  $W_2$  (ISRM, 1981) são mais abrangentes e superiores ao expectável e, com base no documento inicial, a extensão expectável a perfurar com ferramenta de rocha seria cerca de 10%, sendo que, na realidade, atingiu-se cerca de 24% com a principal agravante da resistência à compressão simples se revelar muito superior ao esperado e com valores variados nas diferentes zonas geotécnicas.

#### 4.8 Nova Proposta de Zonamento Geotécnico

De forma a completar todo este processo, o passo final passa pela apresentação de um novo zonamento geotécnico, que englobe todas as informações já existentes, bem como colmate as limitações encontradas e adicione as novas sondagens efetuadas.

Deste modo, a tabela 16 apresenta o zonamento proposto, onde as principais diferenças são a inexistência da antiga zona G6, agora englobada pela G5, e o grau de alteração deixar de ser a limitação principal, mas sim um intervalo de valores onde, dentro do mesmo, variam outros parâmetros, como o grau de fracturação e o UCS.

Tabela 16 – Zonamento proposto.

Zona Geotécnica	Litologia	Grau de alteração predominante (ISRM, 1981)		Grau de fraturação predominante (ISRM, 1981)	N <sub>SPT</sub>	Condições das descontinuidades	GSI
G1	γ (Granito)	W <sub>1</sub>	Granito são	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub>	na	d1-d2	65-85
G2	γ	W <sub>2</sub>	Granito pouco alterado	F <sub>2</sub> -F <sub>3</sub>	na	d2-d3	45-65
G3	γ	W <sub>3</sub> a W <sub>3-4</sub>	Granito medianamente alterado	F <sub>3</sub> a F <sub>3</sub> -F <sub>4</sub>	na	d3-d4	30-50
G4	γ	W <sub>4</sub> a W <sub>4-5</sub>	Granito muito alterado	F <sub>4</sub> -F <sub>5</sub>	>50	d4-d5	15-40
G5	γ	W <sub>5</sub> a W <sub>5-4</sub>	Solos Residuais e Granito Decomposto	F <sub>5</sub> a F <sub>5-4</sub>	<50	d5	-
G6	Aterros / Aluviões	na		na	variável	-	-

As figuras 50 a 52 demonstram a implementação do zonamento proposto nos respetivos perfis CL01, CL02, CT01 e CT02, estando de igual forma presentes no anexo 6.

A tabela 17 apresenta novas informações importantes para suportar as decisões tomadas, como, por exemplo, a profundidade expectada de atingir cada zona com base na percentagem de Recuperação e de RQD. Estes detalhes são úteis para o correto dimensionamento dos equipamentos de perfuração em que, sabendo o comprimento da estaca, é possível verificar quais zonas são presumivelmente intercetadas. Define-se como profundidade expectada pois existem grupos não intersetados, sendo necessário extrapolar a sua profundidade máxima.

Tabela 17 – Novas informações sobre o zonamento proposto.

Zona Geotécnica	Litologia	Profundidade Expectável (m)	Percentagem de Recuperação (%)	Percentagem de RQD (%)
G1	$\gamma$ (Granito)	Superior a 45	80-100	90-100
G2	$\gamma$	35 a 45		50-90
G3	$\gamma$	22 a 35	60-80	0-50
G4	$\gamma$	17 a 22	40-60	na
G5	$\gamma$	3 a 17	20-40	na
G6	Aterros / Aluviões	Até 3	0-20	na

Da mesma forma, às zonas geotécnicas G6 e G5 aplicam-se os conceitos da Mecânica dos Solos, presentes na tabela 18, em que, pelo facto da zona G6 englobar a antiga zona G7 se engloba os valos de referência.

Já para as zonas geotécnicas G1, G2, G3 e G4, é necessário utilizar metodologias que considerem a estrutura descontínua do maciço rochoso, presentes na tabela 19, em que nesta proposta já se apresenta reformulações mais importantes ao nível da resistência à compressão simples, notando que os intervalos de valores entre o G3 e o G2 se sobrepõem pelo facto de já ter sido observado nas sondagens os mesmos para diferentes zonas.

Tabela 18 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G5 a G6.

Zona geotécnica	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	c' (kPa)	$\varphi'$ (°)	K <sub>0</sub>
G5	20	120	25	35	0,4
G6	19	30	0	30	0,55

Tabela 19 – Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G1 a G4 (Brown & Hoek, 1980).

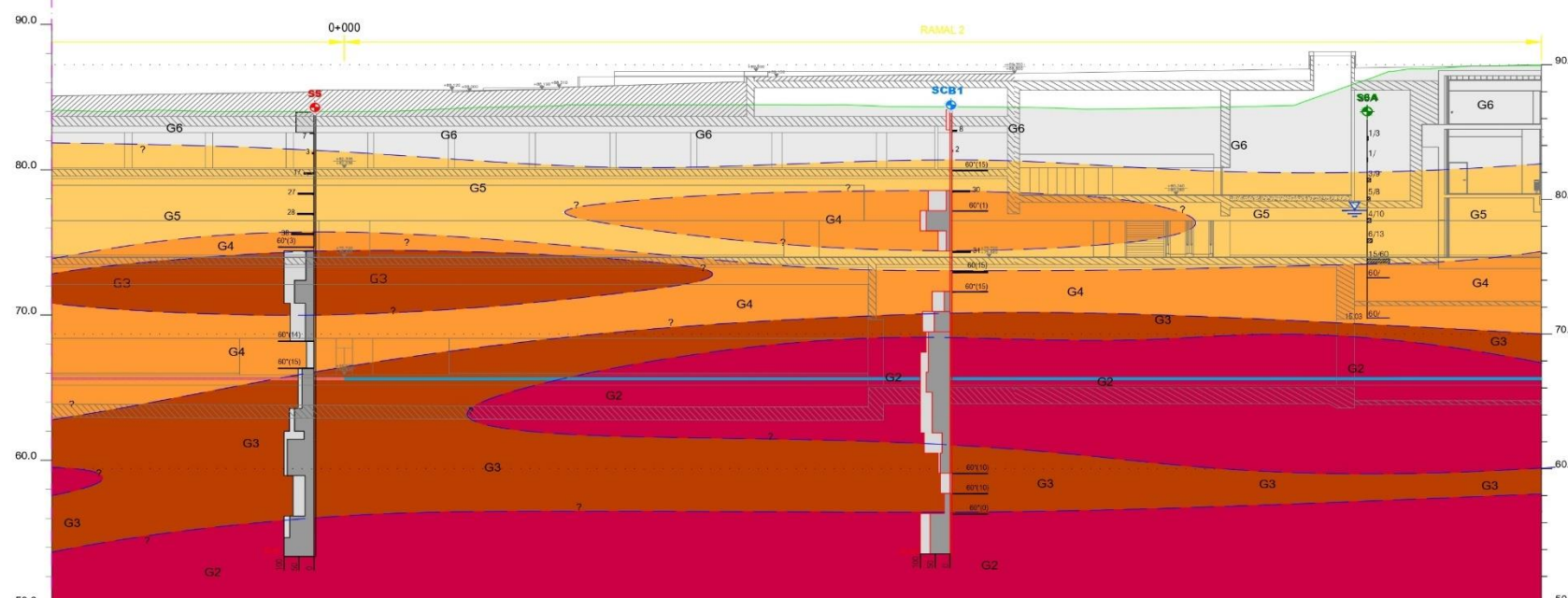
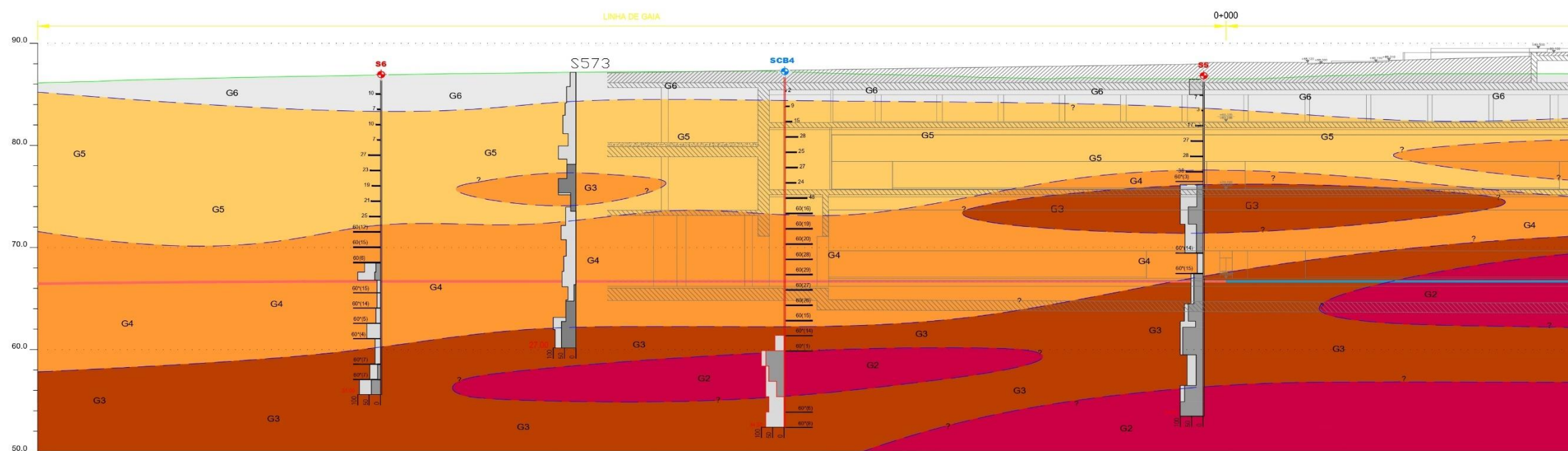
Zona geotécnica	UCS (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	m <sub>i</sub> (*)	E <sub>t</sub> (GPa)	GSI
G1	100 - 150	25 - 27	16 - 20	20 - 50	65-85
G2	50 - 120	25 - 27	14 - 18	5 - 25	50-65
G3	20 - 70	23 - 25	8 - 12	1 - 6	40-50
G4	1 - 20	22 - 24	8 - 12	0,2 - 2	15-40

---

(página propositadamente em branco)



ESTAÇÃO BOAVISTA / CASA DA MÚSICA - PERFIL LONGITUDINAL CL02  
Esc.: 1/200

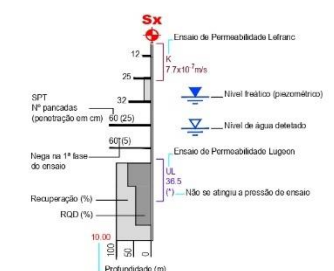


LEGENDA

- ALTERNATIVA 1
- PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA**
- 3764** SONDAJENS CARTA GEOTÉCNICA (Anteriores a 2003)
  - ST1/1** SONDAJENS TÚNEL DE CEUTA (1995 a 1999)
  - S3A** SONDAJENS PROJETO NORMETRO (2001 a 2003)
  - S08-118** ESTUDIOS ANTERIORES DO METRO DO PORTO (2009)
  - S29** SONDAJENS REALIZADAS (2018)
  - SCL1** SONDAJENS REALIZADAS (2019)

SIMBOLOGIA

- ZONA DE FRATURAÇÃO
  - POSSÍVEL FAIXA (FAIXA PROVÁVEL)
  - CONTACTO GEOTÉCNICO
  - POÇOS DOMÉSTICOS
- | POÇO DOMÉSTICO | COORDENADAS    | PROF. (m) | NÍVEL PIEZOMÉTRICO (m) |
|----------------|----------------|-----------|------------------------|
| A1/6           | -43797, 164603 | 4,00      | 3,79                   |
| AV1/9          | -43718, 164513 | 3,65      | 2,35                   |



Zona Geotécnica	Litologia	Grau de alteração predominante (PNRM, 1981)	Grau de fraturação predominante (DIMA, 1983)	N <sub>arr</sub>	Condições das descontinuidades	GSI
G2	v (Granito)	W <sub>1</sub>	Granito são	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub>	na	d1-d2 65-85
G3	y	W <sub>2</sub>	Granito pouco alterado	F <sub>1</sub> -F <sub>2</sub>	na	d2-d3 45-65
G4	y	W <sub>3</sub> a W <sub>4</sub>	Granito medianamente alterado	F <sub>1</sub> a F <sub>2</sub> -F <sub>3</sub>	na	d3-d4 30-50
G5	y	W <sub>4</sub> a W <sub>5</sub>	Granito muito alterado	F <sub>1</sub> -F <sub>3</sub>	>50	d4-d5 15-40
G6	Aterros / Aluviões	na	na	variável	-	-

isop DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Autor: Rui Ferreira

A influência das zonas geotécnicas nos rendimentos da produção de estacas. Caso de Estudo - Estação da Boavista | Metro do Porto

ESC.(ISO A1): 0 5 10 m

DATA: 08 / 2022

Perfil de zonamento geotécnico proposto

Figura 51 – Novo zonamento proposto implementado no corte longitudinal CL02.

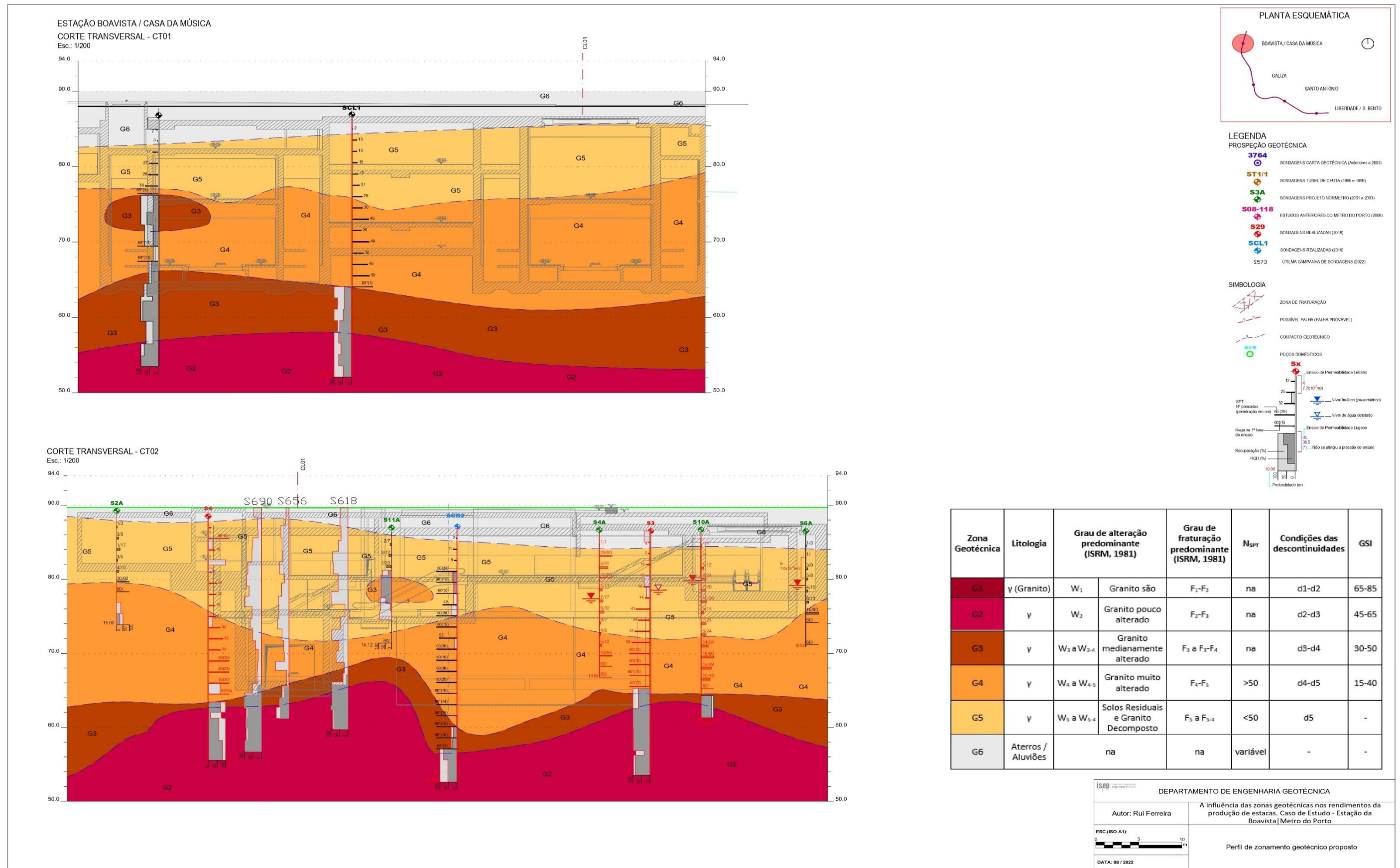


Figura 52 – Novo zonamento proposto implementado nos cortes transversais CT01 e CT02.

---

(página propositadamente em branco)

---

Pela apresentação de todos os argumentos ao longo dos tópicos 4.5 a 4.7, entende-se assim que as condições estabelecidas inicialmente estão desajustadas à realidade vivenciada em obra, em particular no que concerne à possança das formações rochosas  $W_3 / W_2$  (ISRM, 1981), bastante superior ao inicialmente expectável, e qualidade da rocha atravessada (resistência à compressão simples superior a 50 MPa com grau de alteração mínimo de  $W_3$  (ISRM, 1981) e possivelmente superiores a 100 MPa para  $W_2$  (ISRM, 1981).

Face a estas alterações evidentes, e tendo em conta a incerteza dos cenários geológicos-geotécnicos dos trabalhos que ainda estão por executar, apresentam-se no seguinte tópico algumas sugestões de ferramentas de corte indicadas para as alterações sugeridas.

#### **4.9 Sugestão de ferramentas de corte para o zonamento proposto**

Para a realização da perfuração de estacas no zonamento proposto são necessárias novas ferramentas de corte pois as adotados não estão preparadas para responder a tais requisitos (passagem  $W_2$  e  $W_3$  (ISRM, 1981)), como provam os rendimentos obtidos. Como referenciado no tópico 2.6 existem diversas ferramentas de corte adequadas para múltiplos campos de aplicação.

Entende-se de extrema importância a aquisição e manutenção (incluindo materiais de desgaste/ picas / pastilhas) de uma ferramenta de corte *caroutier* eficaz no corte de formações com valores de resistência uniaxial superior a 50 MPa e até 100 MPa, intervalo de valores em que já foi comprovada a sua manifesta existência.

Tendo em conta que se desconhecem os limites de resistências máximas a ultrapassar é difícil prever qual a ferramenta de desgaste que será ou não suficiente para abordar o problema. Considera-se, no entanto, dois tipos de ferramenta a utilizar nesta situação com diferentes perspetivas, uma abordagem mais otimista e outra conservadora, apresentando de igual forma uma estimativa de custos unitários para orientação.

- 
- Ferramenta de corte *caroutier* até 100 MPa com recurso a “pastilhas” de desgaste, apresentada na figura 53, com um preço estimado de aquisição de 10.000€ por unidade e um valor indicativo para custo das picas/pastilhas de desgaste de cerca de 18€ por unidade;

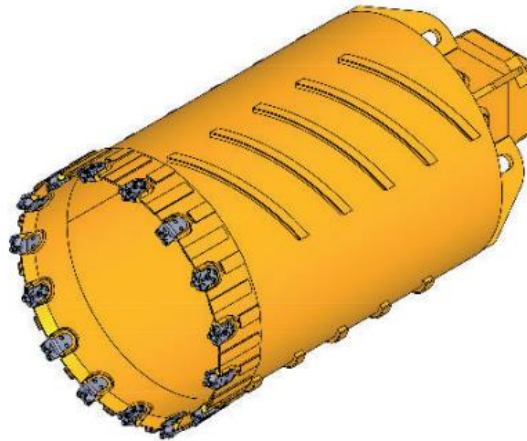


Figura 53 – Exemplo esquemático de *Caroutier* com pastilhas de desgaste “Core Barrel with Replaceable Teeth” (BAUER Maschinen GmbH, 2020).

- Ferramenta de corte *caroutier* entre 100 MPa e 150 MPa com recurso a *roller bits* de desgaste, apresentada na figura 54, com um preço estimado de aquisição de cerca de 28.000€ por unidade e um valor indicativo para custo dos *roller bits* de desgaste de cerca de 1.200€ por unidade.

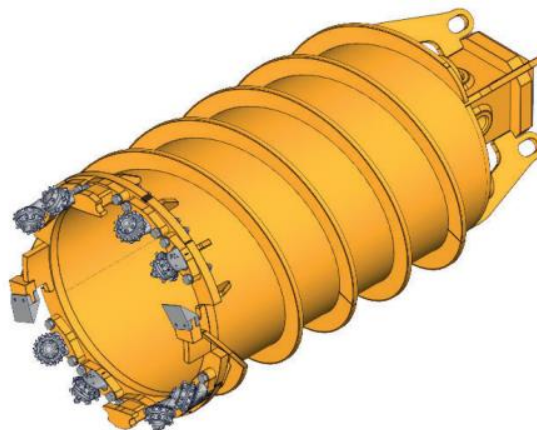


Figura 54 – Exemplo esquemático de *Caroutier* com *roller bit* de desgaste “Roller Bit Core Barrel with Helix Flush” (BAUER Maschinen GmbH, 2020).

---

## **Capítulo V**

### **Considerações Finais**

---

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## 5.1 Considerações Finais

Este trabalho pretendeu demonstrar a importância de uma etapa de projeto, na qual algumas vezes se denota menos cuidado ou com fraca influência em todo o processo de tomada de decisão.

A análise e interpretação dos resultados obtidos na investigação realizada permitem tecer algumas considerações, já evidenciadas ao longo do caso de estudo, que se julga serem contributos para futuras considerações nesta tão importante área, culminando numa obra de tanto relevo com interesse regional e nacional em termos de mobilidade e transição energética.

O estudo das tecnologias atuais de execução de estacas permitiu apresentar as soluções com interesse económico e que, ao mesmo tempo respondem aos fatores condicionantes das diferentes soluções construtivas adotadas. De evidenciar ainda que técnicas de tratamento de solos são frequentemente aliadas às tecnologias referidas para que estes fiquem com melhores características resistentes e simultaneamente com um menor impacto económico.

O reconhecimento geológico-geotécnico demonstrado permitiu conhecer todas as peças significativas que pesaram nas disposições base do projeto, sendo englobada informação desde 1995 até complementando com uma nova campanha de sondagens, embora de reduzida dimensão. Contudo, sabe-se agora que mesmo assim foi insuficiente ou mesmo otimista o zonamento realizado na estação de metro Casa da Música.

O caso de estudo surge de uma problemática que ocorreu ao longo da execução das estacas como elementos de contenção periférica, onde os valores de resistência no horizonte  $W_3$  (ISRM, 1981) estavam desenquadrados com a realidade vivenciada, como justificado pelos seguintes elementos:

- Base de Dados para quantificação de parâmetros das estacas, como os rendimentos em solo e em rocha, através do Boletim de Controle de Estacas – BCE;
- Cruzamento da informação de nova campanha de sondagens com as perfurações já executadas;
- Inserção dos alçados dos sistemas de contenção nos perfis geotécnicos Iniciais;

Face a estes elementos e aos argumentos elencados ao longo dos tópicos 4.5 a 4.7, constatou-se assim que:

- As condições estabelecidas inicialmente estavam desajustadas à realidade vivenciada em obra, existiu um aumento significativo não esperado, no que toca ao tempo de perfuração em rocha e as sondagens existentes não se revelaram suficientemente abrangentes para a zona de implantação da obra;

- 
- O zonamento geotécnico utilizado carece de qualidade na interligação entre o estado de alteração (ISRM, 1981), particular no que concerne à possança das formações rochosas  $W_3/W_2$  (ISRM, 1981), os valores de resistência à compressão simples tabelados e as profundidades expectáveis;
  - Com base no documento inicial, a extensão expectável a perfurar com ferramenta de rocha seria cerca de 10%, sendo que na realidade, com valores à data, atingiu-se cerca de 24%, com a principal agravante da resistência à compressão simples se revelar muito superior e esperado e ser variada nas diferentes pelas zonas geotécnicas;
  - A quantificação de horas de uso de ferramenta de corte *caroutier* coincidem com as formações  $W_2$  e  $W_3$  (ISRM, 1981), são bastante superiores ao inicialmente expectável com resistência à compressão simples superior a 50 MPa com grau de alteração mínimo de  $W_3$  (ISRM, 1981) e possivelmente superiores a 100 MPa para  $W_2$  (ISRM, 1981), situação não esperada;
  - As imprecisões na caraterização inicial do zonamento levaram a custos muito agravados a longo prazo, como foi o caso, em que os esforços superiores ao dimensionado empregues no equipamento traduziram-se em avarias e desgaste excessivo dos materiais.

De forma a integrar todas estas alterações, apresentou-se um novo zonamento geotécnico, que englobou todas as informações já existentes, bem como colmatou as limitações encontradas como os valores de resistência. Por último, tendo em vista as alterações evidentes que se referiu, e tendo em conta a incerteza do cenário geológico-geotécnico dos trabalhos que ainda estão por executar, entendeu-se apresentar algumas sugestões de ferramentas de corte indicadas para as alterações sugeridas.

Conclui-se assim que a etapa inicial do projeto, o estudo geotécnico, necessita de mais pormenor, tempo em gabinete e recolha de informação para não existirem adversidades no longo prazo com graves impactes económicos como alterações na execução da obra, nomeadamente o seu agravamento no tempo, as implicações nos equipamentos e as alterações associadas aos seus custos. É, portanto, um passo de extrema importância por vezes subestimado que se for realizado de forma incorreta induz pequenos erros que se podem transformar numa maior problemática.

---

## 5.2 Desenvolvimentos Futuros

De forma a garantir uma análise mais completa de todas as variáveis que influenciam o zonamento, sugere-se que futuramente este trabalho seja complementado com:

1. Classificações geomecânicas: o interesse destas classificações consiste também em sistematizar o conjunto de elementos geotécnicos que interessa caracterizar num determinado maciço rochoso. Entre as várias classificações geomecânicas referem-se o RMR, o Q-system e, ainda, o GSI;
2. Análise de custos: para confirmar em última instância o impacto de um zonamento deficitário seria interessante analisar um orçamento proposto com as informações inicial, um orçamento inicial com as alterações de custo associados a reparações e novas peças e um orçamento integral com todas as novas informações;
3. Novo projeto de execução: verificar o impacto deste novo zonamento com a realização de um novo cálculo de projeto e relacionar, por exemplo, se o espaçamento e a quantidade das estacas de contenção se mantém igual ou existe alteração.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Referências Bibliográficas**

---

---

## Bibliografia

- Almeida, A. (2006). Geology and urban landscape: The granite in Oporto, NW Portugal. *European Geologist Journal*, 21: 4–8.
- Afonso, M.J. (2003). Hidrogeologia das Rochas Graníticas da Região do Porto. *Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe, A Coruña*, 28:173-192.
- Afonso MJ (2011) Hidrogeologia e Hidrogeoquímica da Região Litoral Urbana do Porto, entre Vila do Conde e Vila Nova de Gaia (NW de Portugal): Implicações Geoambientais. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa (Tese de Dotoramento).
- Afonso, M.J.; Chaminé, H.I.; Carvalho, J.M.; Marques, J.M.; Gomes, A.; Araújo, M.A.; Fonseca, P.E.; Teixeira, J.; Marques da Silva, M.A.; Rocha, F.T. (2007). Urban groundwater resources: A case study of Porto City in northwest Portugal. In: Howard, K.W.F. (ed.), *Urban Groundwater: Meeting the Challenge*. International Association of Hydrogeologists Selected Papers; Taylor & Francis Group: London, UK, 8:271–287.
- 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., McMorrán T.J., Massey C.I. (eds.) *Proceedings of the 11th Congress of the International Association for Engineering Geology IAEG'2010, Geologically Active*. CRC Press: Taylor & Francis Group, Auckland, pp 595–1602.
- 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.
- Aoki, N. & Velloso, D. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *Proceedings of 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 1:367-376.
- Araújo, M.A.; Gomes, A.; Chaminé, H.I.; Fonseca, P.E.; Gama Pereira, L.C. (2003). Pinto de Jesus, A. Geomorfologia e geologia regional do sector de Porto-Espinho (W de Portugal): Implicações morfoestruturais na cobertura sedimentar Cenozóica. *Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe, A Coruña*, 8:79–105.
- ASTM. (1988). *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*. Philadelphia: Louis Kirkaldie, pp 91-101.
- Babendererde, S., Hoek, E., Marinos, P. & Cardoso, A.S. (2004). Characterization of granite and the underground construction in metro do Porto, Portugal. In: Viana da Fonseca A. & Mayne P.W. (Eds.), *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Millpress, Rotterdam, 1: 39-48.
- Bauer Maschinen GmbH. (Julho de 2013). Kellystangen Kelly Bars. Obtido de BAUER: [https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/Kelly\\_DE-EN\\_905-518-1.pdf](https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/Kelly_DE-EN_905-518-1.pdf) acedido em Junho de 2022.
- BAUER Maschinen GmbH. (Março de 2020). Drilling Tools and Casings. Obtido de BAUER: [https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/Drilling\\_Tools\\_and\\_Casings\\_DE\\_EN\\_905\\_502\\_1.pdf](https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/Drilling_Tools_and_Casings_DE_EN_905_502_1.pdf) acedido em Maio de 2022.
- BAUER Spezialtiefbau GmbH. (Novembro de 2015). BAUER - Ductile Pile. Obtido de BAUER: [https://video.bauer.de/bst/flippingbook/BAUER-Ductile Pile/files/assets/common/downloads\\_317a324b/publication.pdf](https://video.bauer.de/bst/flippingbook/BAUER-Ductile_Pile/files/assets/common/downloads_317a324b/publication.pdf) (acedido em Junho de 2022).
- Begonha, A. & Sequeira Braga, M.A. (2002). Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties. *Catena*, 49: 57–76.
- Brito, J. (2000). Tipologia de Estacas. Obtido de <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.1633.8402> acedido em Março de 2022.
- Brito, J. (2001). Barretas. Obtido de <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.2158.1280> acedido em Março de 2022.
- Brito, J., & França, P. (1999). Paredes Moldadas e Barretas. Instituto Superior Técnico Licenciatura Em Engenharia Civil Cadeiras de Processos de Construção, IST, Lisboa.

- 
- Brown, E. & Hoek, E. (1980). *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy, pp. 532.
- Carrington da Costa, J. (1938). O Pôrto: Geografia-Geologia. IN: Bastos, C. (ed.), *Nova Monografia do Porto*, Companhia Portuguesa do Porto: Porto, Portugal, pp. 3–32.
- Carrington da Costa, J., & Teixeira, C. (1957). *Notícia explicativa da Carta Geológica de Portugal, na escala de 1/50000, Folha 9-C (Porto)*. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal.
- COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, SA. (2003). *Carta Geotécnica do Porto*. 2ª edição, COBA/FCUP/CMP.
- 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 Xeológico de Laxe, A Coruña*, 28: 37-78.
- 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). *Int. J. Speleol.* 39(1):1–14.
- Chaminé, H.I., Teixeira, J., Freitas, L., Pires, A., Silva, R.S., Pinho, T., Monteiro, R., Costa, A.L., Abreu, T., Trigo, J.F., Afonso, M.J., Carvalho, J.M. (2016). From engineering geosciences mapping towards sustainable urban planning. *European Geologist Journal*, 41:16-25.
- 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.
- CEN - Comité Europeu de Normalização. (2010). EN 1536:2010 - Execution of Special geotechnical work - Bored piles.
- Coelho, S. (1996). *Modo de Execução de Estacas in Tecnologia de Fundações*. Instituto Superior Técnico, Edições E.P.G.E., Lisboa.
- Cravinho, A., & Brito, J. (2002). "Muros de Berlim e Muros de munique" in *Tecnologia da Construção de Edifícios*. Obtido de Instituto Superior técnico - DECivil: <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-pb/10%20Muros%20de%20Berlim%20e%20muros%20de%20MunIQUE%20-%2013%20AA%20aula%20te%20C3%B3rica.pdf> (acedido em Julho de 2022).
- Federation of Piling Specialists. (2020). *Guidance for the Mechanised Handling of Drilling Tools*. Federation of Piling Specialists, pp. 1-13.
- Frango Francisco, R. (2007). *Caraterização técnico-Económica dos Diferentes Tipos de fundações Profundas*. Instituto Superior Técnico, IST. (Dissertação de Mestrado).
- Gaj, F.; Guglielmetti, V.; Grasso, P. & Giacomini, G. (2003). Experience on Porto: EPB follow-up. *Tunels and Tunnelling International* pp. 15–18.
- González de Vallejo, L.I. & Ferrer, M. (2011). *Geological engineering*. CRC Press, Taylor-Francis Group, Boca Raton.
- Heinzelmann, H. (2013). *QM-Info Bored Pile Construction with CFA-Method: Technique - Application-Chances*. Schrobhausen.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News journal*, Vol. 2, pp 4-16.
- Hoek, E. & Brown, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength.. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.
- ISRM. (1981). *Basic Geotechnical Description of Rock Masses*. International Society for Rock Mechanics: Comission on Classification of Rocks and Mining Sciences, Volume 34, pp. 1165-1186.
- Kempfert, H.-G. & Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer, pp 1-20.

- 
- Lopes, S., & Branco, F. (2019). Cortinas de Estacas Moldadas. Obtido de Instituto Superior Técnico - DECivil: <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-pb/15%20Cortinas%20de%20estacas%20moldadas%20-%20JRC.pdf> acessado a junho de 2022
- Matos Fernandes, M. (2020). Analysis and design of geotechnical structures. CRC Press.
- Mascarenhas, J. (2007). Sistemas de Construção I - Contenções, Drenagens, Implantações, Fundações, Ancoragens, Túneis, Consolidação de Terrenos, 7ª Edição. Lisboa: Livros Horizonte.
- Meireles, A., & Martins, J. (2006). Fundações e Contenção Lateral de Solos - Execução de Cortinas de Estacas Série de Estruturas. Universidade Fernando Pessoa, pp. 1-84.
- Metro do Porto. (2019). Projeto de Execução Linha Circular - Obras de Contenção - Estação Boavista / Casa da Música. Porto.
- Metro do Porto (12 de Junho de 2022). Projetos Cofinanciados. Obtido de Web Site de Metro do Porto: <https://www.metrodoporto.pt/pages/636> acessado Maio de 2022.
- Norma Portuguesa. (2007). NP EN 206-1 - Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- Normmetro. (2001). Relatório Geotécnico-Geomecânico Geral dos Troços Enterrados (Linhas C,S e ramal de ligação C-S). Porto: Projeto de Execução.
- Ordem dos Engenheiros. (2020). Recomendações na área da geotecnia - Especialização em geotecnia. Ordem dos Engenheiros.
- Oliveira, R.; Gomes, C. & Guimarães, S. (2009). Engineering geological map of Oporto: a municipal tool for planning and awareness of urban geoscience. In: Culshaw M.G., Reeves H.J., Jefferson I. & Spink T.W. (eds), Engineering Geology for Tomorrow's Cities - Geological Society. London: Engineering Geology Special Publications, 22 [on CD-ROM insert, Paper 6152.
- Paraíso da Mata, P. M. (2021). Gestão do Risco na construção de estacas moldadas e cravadas dúcteis e suas implicações económicas. Universidade NOVA de Lisboa (Tese de Doutoramento).
- Penteado, M., & Brito, J. (Maio de 2009). Teoria e Prática na Engenharia Civil. Critérios e modelo de apoio à decisão sobre o processo construtivo das estacas de betão, pp. 1-12.
- Raposeiro da Silva, P. M. (2015). Estacas Cravadas e Pré-Fabricadas. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Teixeira, C., Carrington da Costa, J., & Cândido de Medeiros, A. (1957). Carta Geológica de Portugal Folha 09-C Porto 1:50000. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York. Volume 8, pp. 66-76.
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (2008). Pile Design and Construction Practice. Fifth Edition. London: Taylor & Francis.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J.A.; Almeida, F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques. Geotechnical and Geological Engineering, 24:1307–1348.

---

**Anexos**

---

---

**Anexo 1 - Campanhas de Sondagem e Zonamento Geotécnico Inicial – Ver CD-ROM**

**Anexo 2 - Relatórios das Sondagens Iniciais – Ver CD-ROM**

**Anexo 3 - Base de dados Estacas – Ver CD-ROM**

**Anexo 4 - Nova Campanha de Sondagens – Ver CD-ROM**

**Anexo 5 - Alçados do Sistema de Contenção – Ver CD-ROM**

**Anexo 6 - Zonamento Geotécnico Proposto – Ver CD-ROM**