



NOVA

NOVA SCHOOL OF
SCIENCE & TECHNOLOGY

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA

ROBIN LOPES DOS SANTOS

Licenciado em Geologia Aplicada e do Ambiente

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM MEIO URBANO:

Caso de estudo do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa,
Lote 2

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA

Universidade NOVA de Lisboa

Setembro, 2023

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM MEIO URBANO:

Caso de Estudo do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa,
Lote 2

Robin Lopes dos Santos

Licenciado em Geologia Aplicada e do Ambiente

Orientador: José António de Almeida, Professor Associado
com Agregação,
Universidade NOVA Lisboa

Coorientadores: Nídia Petim Cabral, Mota-Engil, Engenharia e
Construção, S.A (Eng.^a. Geóloga)

Júri:

Presidente: Doutora Ana Paula Fernandes da Silva, Professora Auxiliar,
Universidade NOVA Lisboa

Vogais: Doutor Pedro Manuel Hipólito Paraíso da Mata
Engenheira Nídia Petim Cabral

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA

Universidade NOVA de Lisboa
Setembro, 2023

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM MEIO URBANO; Caso de Estudo do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa; Lote 2
Copyright © (Robin Lopes dos Santos), Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

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

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu profundo agradecimento a todas as pessoas que, de alguma forma, contribuíram para a realização da presente dissertação de mestrado em Engenharia Geológica.

Primeiramente, quero agradecer à empresa Mota-Engil, Engenharia e Construção (MEEC), na pessoa do diretor de departamento de Fundações Especiais, Eng.º Carlos Costa, e aos coordenadores de produção, Eng.º José Carrola e Dr. António Quartel, pela oportunidade que me foi proporcionada e pela disponibilização de todos recursos necessários para a realização do presente trabalho.

Ao Dono de Obra, Metropolitano de Lisboa, agradeço ao diretor de projeto, Eng.º Rui Pina, pela oportunidade e autorização para a utilização dos elementos de projeto.

Quero expressar enorme agradecimento a Eng.ª Nídia Petim por todos os valiosos ensinamentos transmitidos durante o estágio, bem como pela paciência, constante apoio e solidariedade demonstrada, e pelo forte incentivo para a conclusão deste trabalho. Sem o seu apoio e orientação, este trabalho seria impossível de realizar, e o meu desenvolvimento pessoal não seria o mesmo.

Quero também expressar um agradecimento especial ao Dr. António Quartel, que apesar de não ter contribuído diretamente para a elaboração deste manuscrito, agradeço por todos ensinamentos transmitidos que, de certa forma, aprimoraram a dissertação.

Agradeço ao Eng.º José Carrola pelos poucos, mas valiosos, ensinamentos que me permitiram crescer tanto a nível profissional como a nível pessoal. O seu apoio e conselhos foram essenciais para a realização desta dissertação.

Também expresse o meu sincero agradecimento ao Prof. José António de Almeida por todos os ensinamentos ao longo do mestrado em Engenharia Geológica, pela orientação e apoio aquando da minha entrada na Mota-Engil bem como pelo suporte na escrita da dissertação.

Agradeço ao Eng.º António Tavares, diretor de engenharia, pela ajuda e disponibilidade na intermediação com o Dono de Obra.

Um agradecimento muito especial a todos os colegas do Departamento de Fundações Especiais da Mota-Engil, que sempre demonstraram apoio e solidariedade, estando sempre

disponíveis para ajudar, em particular, Dr. Miguel Jeremias, Encarregado João Lobo e Encarregado Américo Duro, bem como a toda a equipa dos respetivos encarregados, incluindo Tomás Fraústo, Bruno Sousa, Fernando Ramos, Paulino "Pombo" e Joaquim Miranda

À minha namorada, Bruna Rodrigues, agradeço pelo constante apoio e incentivo para a conclusão do mestrado e desta dissertação.

À minha colega Margarida Faleiro, agradeço pela paciência e entajuda durante toda a licenciatura e mestrado, assim como pelo incentivo para a entrada e conclusão do mestrado.

Quero ainda expressar um agradecimento aos meus colegas e amigos pelo suporte, especialmente: Arsénio Queiroz, Hugo Costa, Filipa Reis, João Gonçalves, Diogo Santos, Mário Van Zeller, Nuno Rodrigues e José Francisco Rodrigues

À minha família, mãe, pai e avó, agradeço pelo apoio demonstrado na superação desta etapa e por sempre terem acreditado em mim.

“O que hoje não sabemos, amanhã saberemos.”
(Garcia de Horta, 1563)

RESUMO

A presente dissertação tem como objeto de estudo uma obra de escavação relacionada com a empreitada do Prolongamento das linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa, Lote 2: Execução dos Toscos entre a Estação Santos e o Término da Estação Cais do Sodré, PK 1+319,729 ao PK 1+984,273. Devido à sua profundidade, elevada complexidade e localização em contexto urbano, esta obra requer a execução de contenções especiais que possibilitarão uma escavação segura e eficiente.

O projeto inclui a execução de um poço de ataque em Santos (poço principal), um pequeno trecho de túnel utilizando a metodologia NATM (New Austrian Tunneling Method) e uma trincheira ou galeria a céu aberto (Cut & Cover) fará a ligação à estação do Cais do Sodré, sendo esta última a parte do traçado mais extensa.

Nesta dissertação apresentam-se a descrição geral da obra e os enquadramentos geográfico, geológico, com a descrição das unidades litoestratigráficas e hidrogeológicas, bem como os indicadores geotécnicos das zonas intervencionadas e intercetadas pelas estruturas de contenção. Serão também descritas as várias metodologias de execução das diferentes contenções utilizadas, com especial ênfase na execução da parede moldada empregada na escavação a céu-aberto em trincheira.

Todas as intervenções de escavação necessitam de contenções periféricas bem projetadas, entre as quais se destacam parede moldada, estacas, ancoragens, microestacas e pregagens. Estes métodos serão descritos de acordo com a execução adotada pelo departamento de Fundações Especiais da Mota-Engil, Engenharia e Construção S.A. Também serão apresentados os processos que antecedem a execução destes métodos.

A presente dissertação dará maior foco à execução da trincheira, particularmente das paredes moldadas. Será apresentado um capítulo dedicado às dificuldades resultantes das condições geológicas e às soluções adotadas para ultrapassar esses desafios.

Palavas chave: Contenção periférica, Parede moldada, Estaca, Escavação em meio urbano

ABSTRACT

The present dissertation focuses on the execution of a deep excavation project in an urban context, which, due to its high complexity, requires the implementation of special retaining structures that will allow for a safe and efficient excavation, enhancing the value of the project. The case study addressed in this dissertation is the contract for the Extension of the Yellow and Green Lines of the Lisbon Metro, Lot 2: Execution of Rough Works between Santos Station and the Termination of Cais do Sodré Station, from PK 1+319.729 to PK 1+984.273.

Therefore, a general framework of the project will be provided, including a geographical overview, a geological framework with a description of the lithostratigraphic units, a hydrogeological framework, as well as a chapter presenting geotechnical indicators of the areas affected and intersected by the retaining structures. Different execution methodologies for the various retaining structures will be presented, with particular emphasis on the execution of diaphragm walls.

The project involves the construction of an access shaft in Santos (main shaft), a short tunnel section with NATM excavation, and a trench that will connect to Cais do Sodré station, with most of the alignment being constructed through Cut & Cover excavation.

All these interventions require well-designed peripheral retaining structures, including diaphragm walls, piles, anchors, micropiles, and soil nails. These methods will be described according to the execution adopted by the Special Foundations department of Mota-Engil, Engenharia e Construção S.A. Some of the processes preceding the execution of these methods will also be described.

In this dissertation, a greater focus will be given to the execution of the trench, particularly regarding the diaphragm walls. A chapter will be dedicated to reporting the difficulties resulting from the geological conditions and the solutions adopted to overcome these challenges.

Keywords: Peripheral containment, Diaphragm wall, Pile, Urban excavation.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	VII
RESUMO.....	XI
ABSTRACT.....	XIII
ÍNDICE.....	XV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE TABELAS.....	XXI
SIGLAS.....	XXIII
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO.....	1
1.2 PROBLEMÁTICA ABORDADA.....	2
1.3 CASO DE ESTUDO.....	3
2. CONSIDERAÇÕES SOBRE ELEMENTOS DE EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	5
2.1 ELEMENTOS DE CONTENÇÃO DE PEQUENO DIÂMETRO.....	6
2.1.1 <i>Pregagens (ancoragem passiva)</i>	6
2.1.2 <i>Ancoragens</i>	9
2.1.2.1 Execução de ancoragens.....	9
2.1.2.2 Ensaios de ancoragens.....	12
2.1.3 <i>Microestacas</i>	12
2.2 ELEMENTOS DE CONTENÇÃO DE GRANDE DIÂMETRO.....	15
2.2.1 <i>Estacas</i>	15
2.2.1.1 Tipos de cortinas de estacas.....	16
2.2.1.2 Estacas moldadas <i>in situ</i> com revestimento recuperável.....	17
2.2.2 <i>Painéis de parede moldada</i>	19
3. CASO DE ESTUDO: PROLONGAMENTO DAS LINHAS AMARELA E VERDE DO METRO DE LISBOA, LOTE 2 - ACOMPANHAMENTO DA EMPREITADA	23
3.1 ENQUADRAMENTO GERAL DA EMPREITADA.....	23
3.1.1 <i>Estação Santos</i>	24
3.1.1.1 Poço central.....	25
3.1.1.2 Poço de acesso.....	29
3.1.2 <i>Trincheira Santos-Cais do Sodré</i>	30
3.1.2.1 Troço materializado por cortina de estacas.....	31

3.1.2.1 Troço materializado por painéis de parede moldada	31
3.2 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO	32
3.2.1 Estratigrafia	32
3.2.2 Geomorfologia e tectónica	35
3.3 ENQUADRAMENTO HIDROGEOLÓGICO	36
3.3.1 Ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc	37
3.4 ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO	40
3.4.1 Caracterização das unidades geotécnicas	40
3.5.1.1 Maciço terroso	40
3.5.1.2 Maciço rochoso	43
3.4.2 Classificação geomecânica de maciços rochosos	43
3.4.2.1 Classificação de Bieniawski (RMR)	43
3.5.2.2 Geological Strength Index (GSI)	44
3.4.3 Zonamento geológico-geotécnico	45
3.5 RECURSOS 48	
3.5.1 Equipamentos	48
3.5.2 Materiais	48
3.5.3 Mão de obra	48
3.6. METODOLOGIA CONSTRUTIVA NA EXECUÇÃO DE PAREDE MOLDADA	49
3.7 CONTROLO DE QUALIDADE	56
3.7.1 Ensaio de abaixamento do betão fresco	56
3.7.2 Densidade da bentonite	58
3.7.3 Viscosidade da bentonite	58
3.7.4 pH da bentonite	58
3.7.5 Teor de areia da bentonite	58
3.7.6 Fichas de controlo	58
3.8 CURVAS DE BETONAGEM	63
3.8.1 Pannel 1D-18	63
3.9.2 Pannel 2A-14.1	64
3.9.3 Pannel 2A-24	65
3.9.4 Considerações sobre o consumo de betão	65
4. COMPLICAÇÕES RESULTANTES DAS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS	67
4.1 DESCRIÇÃO DOS ACONTECIMENTOS	67
4.2 INTERPRETAÇÃO DOS ACONTECIMENTOS	70
4.3 CONSEQUÊNCIAS	72
4.4 SOLUÇÃO ADOTADA	73
4.5 DISCUSSÃO 73	
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	75
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77
A. ANEXOS	79

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – EXEMPLO DO SISTEMA DE PREGAGEM INJETADA EM SOLO. (NP EN 14490, 2020).....	6
FIGURA 2.2 – NORMA PARA E EXECUÇÃO DE ENSAIOS EM PREGAGENS DE SERVIÇO E DE SACRIFÍCIO (FONTE: EN NP 14490).....	8
FIGURA 2.3 – DESENHO ESQUEMÁTICO, EM CORTE, DE UMA ANCORAGEM. (FONTE: PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS MOTA-ENGIL FUNDAÇÕES ESPECIAIS).....	9
FIGURA 2.4 – INJEÇÃO GLOBAL ÚNICA (IGU) (EN 14199:2015).....	14
FIGURA 2.5 – INJEÇÃO REPETITIVA SELETIVA (IRS) (EN 14199 2015).....	14
FIGURA 2.6 – DESIGNAÇÃO CORRENTE DAS TIPOLOGIAS DE ESTACAS E RESPECTIVAS TÉCNICAS CONSTRUTIVAS. (MATA, 2021).....	15
FIGURA 2.7 – A) ESTACAS ESPAÇADAS; B) ESTACAS TANGENTES; C) ESTACAS SECANTES (MATA, 2021).....	16
FIGURA 2.8 – PROCESSO DE EXECUÇÃO DE ESTACAS <i>IN SITU</i> COM REVESTIMENTO RECUPERÁVEL (MOTA-ENGIL, FUNDAÇÕES ESPECIAIS).....	18
FIGURA 2.9 – PROCESSO DE EXECUÇÃO DE ESTACAS <i>IN SITU</i> COM REVESTIMENTO RECUPERÁVEL (MOTA-ENGIL, FUNDAÇÕES ESPECIAIS) (CONTINUAÇÃO).....	19
FIGURA 2.10 – PROCESSO DE EXECUÇÃO DE PAINÉIS DE PAREDE MOLDADA (MOTA-ENGIL, FUNDAÇÕES ESPECIAIS).....	21
FIGURA 2.11 – PROCESSO DE EXECUÇÃO DE PAINÉIS DE PAREDE MOLDADA (MOTA-ENGIL, FUNDAÇÕES ESPECIAIS) (CONTINUAÇÃO).....	22
FIGURA 3.1 – ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO DA ZONA EM ESTUDO.....	23
FIGURA 3.2 – PLANTA DE IMPLANTAÇÃO DA ESTAÇÃO DE SANTOS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS (FONTE: RACS MSS PE STR EST ESN MD 83001).....	25
FIGURA 3.3 – VISTA TRIDIMENSIONAL DA ESTAÇÃO DE SANTOS - CORTE ATRAVÉS DO POÇO PRINCIPAL (FONTE: RACS MSS PE STR EST ESN MD 83001).....	25
FIGURA 3.4 – CONTENÇÃO PERIFÉRICA DO POÇO CENTRAL DA ESTAÇÃO SANTOS - PLANTA DE DIMENSIONAMENTO (FONTE: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23301).....	26
FIGURA 3.5 – MODELO TRIDIMENSIONAL DA ESTAÇÃO DE SANTOS - CORTE LONGITUDINAL DO POÇO CENTRAL (FONTE: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23307).....	28
FIGURA 3.6 – CONTENÇÃO PERIFÉRICA DO POÇO CENTRAL DA ESTAÇÃO DE SANTOS - ALÇADO PLANIFICADO NA ZONA DA INTERSEÇÃO COM A GALERIA (FONTE: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23307).....	28
FIGURA 3.7 – CONTENÇÃO PERIFÉRICA DO POÇO DE ACESSO DA ESTAÇÃO DE SANTOS - PLANTA DE DIMENSIONAMENTO (FONTE: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23307).....	29
FIGURA 3.8 – VISTA EM PLANTA SOBRE ORTOFOTOMAPA DA IMPLANTAÇÃO DO TRAÇADO DE ESCAVAÇÃO A CÉU ABERTO (FONTE: RACS MSS PE GEO TUN T35 MD 28101 0).....	30
FIGURA 3.9 – CORTE TRANSVERSAL PK 1+591,5 (LISBOA, PROJETO DE EXECUÇÃO - RACS MSS PE GEO TUN T35 DW).....	31

FIGURA 3.10 – CORTE TRANSVERSAL CT PK 1+643 (À ESQUERDA) E CORTE TRANSVERSAL PK 1 +675 (À DIREITA) (LISBOA, PROJETO DE EXECUÇÃO - RACS MSS PE GEO TUN T35 DW)	32
FIGURA 3.11 – EXTRATO DA FOLHA 34-D (LISBOA) À ESCALA 1:50 000 DA CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL	33
FIGURA 3.12 – IMAGEM ILUSTRATIVA DA MORFOLOGIA A 3D NA ENVOLVÊNCIA DA OBRA	35
FIGURA 3.13 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE A NÍVEL CONSTANTE.	38
FIGURA 3.14 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE A NÍVEL VARIÁVEL.....	38
FIGURA 3.15 – CLASSIFICAÇÃO GSI DAS PRINCIPAIS FORMAÇÕES ROCHOSAS ATRAVESSADAS (BENTO & FORTES, 2021).....	45
FIGURA 3.16 – EXTRATO DO DESENHO RACS MSS AP GEO TUN T35 DW 280002, COM AS UNIDADES E SUBUNIDADES ADOTADAS NO MODELO GEOLÓGICO E OS CRITÉRIOS ADOTADOS PARA O SEU ZONAMENTO (SUBDIVISÃO EM SUBUNIDADES).....	46
FIGURA 3.17 – PLANTA TROÇO 1A E RESPECTIVA LEGENDA (RACS MSS PE GEO TUN T35 DW 28001 D)....	49
FIGURA 3.18 – EXECUÇÃO DE VALA PARA A CONSTRUÇÃO DE UM MURO GUIA (À ESQUERDA) E MURO GUIA JÁ BETONADO (À DIREITA)	50
FIGURA 3.19 – INÍCIO DA ESCAVAÇÃO COM RECURSO A UM BALDE DE MAXILAS (À ESQUERDA) E REMOÇÃO DOS DETRITOS DA ESCAVAÇÃO E INÍCIO DA BOMBAGEM DE BENTONITE PARA O INTERIOR DA ESCAVAÇÃO (À DIREITA)	51
FIGURA 3.20 – DEPÓSITO DE BENTONITE.....	52
FIGURA 3.21 – PORMENOR DO BALDE DE MAXILAS A EFETUAR A ESCAVAÇÃO DA VALA	52
FIGURA 3.22 – TIPOLOGIAS DE PAINÉIS DE PAREDE MOLDADA (EN 1538:2010+A1:2015)	53
FIGURA 3.23 – SOLDURA DOS EMPALMES DA ARMADURA.....	53
FIGURA 3.24 – ELEVAÇÃO DOS TUBOS DE JUNTA	53
FIGURA 3.25 – TREMONHA DE RECEÇÃO DE BETÃO	54
FIGURA 3.26 – COLOCAÇÃO DO EXTRATOR PARA REMOÇÃO DO TUBO DE JUNTA	55
FIGURA 3.27 – COLUNA DE BETONAGEM	55
FIGURA 3.28 – GRUA LIEHBER.....	55
FIGURA 3.29 – ESTRUTURA PARA ARMAZENAMENTO DOS TUBOS DE BETONAGEM.....	55
FIGURA 3.30 – MEDIÇÃO DO ABAIXAMENTO (NP EN 12350-2).....	57
FIGURA 3.31 – FICHA DE CONTROLO DE PAREDE MOLDADA.....	59
FIGURA 3.32 – FICHA DE CONTROLO DE BETONAGEM.....	60
FIGURA 3.33 – FICHA DE CONTROLO DE ENSAIOS DE BENTONITE	61
FIGURA 3.34 – FICHA DE CONTROLO DE GEOLOGIA	62
FIGURA 3.35 – DADOS BETONAGEM PAINEL 1D-18	63
FIGURA 3.36 – CONSUMO DE BETÃO PAINEL 1D-18	63
FIGURA 3.37 – CURVA DE BETÃO PAINEL 1D-18	63
FIGURA 3.38 – DADOS BETONAGEM PAINEL 2A-14.1	64
FIGURA 3.39 – CURVA DE BETÃO PAINEL 2A-14.1	64
FIGURA 3.40 – CONSUMO DE BETÃO PAINEL 2A-14.1.....	64
FIGURA 3.41 – DADOS BETONAGEM PAINEL 2A-24	65
FIGURA 3.42 – CURVA DE BETÃO PAINEL 2A-24.....	65
FIGURA 3.43 – CONSUMO DE BETÃO PAINEL 2A-24.....	65
FIGURA 4.1 – CORTE TRANSVERSAL DA TRINCHEIRA NA ZONA EM ANÁLISE, ONDE É ILUSTRADO O ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	67
FIGURA 4.2 – IDENTIFICAÇÃO DOS PAINÉIS EM CAUSA (DESENHO DE APOIO À OBRA, MOTA-ENGIL FUNDAÇÕES ESPECIAIS)	68

FIGURA 4.3 – CAVIDADE ORIGINADA PELO COLAPSO DAS PAREDES DA ESCAVAÇÃO DO PAINEL 2A-31.....	68
FIGURA 4.4 – CAVIDADE CAUSADA PELA PERDA SÚBITA DE BENTONITE NO PAINEL 2A-32	69
FIGURA 4.5 – ESTRATO DO PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DAS SONDAJENS QUE CARACTERIZAM OS ESTRATOS ATRAVESSADOS PELOS PAINÉIS DE PAREDE MOLDADA EM ANÁLISE.....	70
FIGURA 4.6 – EXCERTO DO BOLETIM DA SONDAGEM S10-PZ NA ZONA INTERESSADA	71
FIGURA 4.7 – EXCERTO DA FOTOGRAFIA DAS CAIXAS COM AS AMOSTRAS RECOLHIDAS NA SONDAGEM S10-PZ, ENTRE OS 20,8 E OS 27 M DE PROFUNDIDADE	72
FIGURA 4.8 – PROPOSTA DE COMPRIMENTO DOS PAINÉIS A ADOTAR NA PAREDE MOLDADA DO TROÇO 2A ...	73

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1 - SÍNTESE DAS UNIDADES GEOLÓGICAS CONSIDERADAS NO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO (BENTO & FORTES, 2021)	40
TABELA 3.2 - SÍNTESE DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS FORMAÇÕES TERROSAS INTERVENIENTES NAS ESCAVAÇÕES (BENTO & FORTES, 2021)	42
TABELA 3.3 - SÍNTESE DAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO ROCHOSO (INCLUINDO RESULTADOS DE ENSAIOS SOBRE ROCHAS BRANDAS EM UNIDADES ESSENCIALMENTE TERROSAS) (BENTO & FORTES, 2021)	43
TABELA 3.4 - RESUMO DOS RESULTADOS DA CLASSIFICAÇÃO BIENIAWSKI (BENTO & FORTES, 2021)	44
TABELA 3.5 - APLICAÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO RMR DE BIENIAWSKI, 1989, À VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MAIS FREQUENTES E/OU ESTIMADAS DAS PRINCIPAIS FORMAÇÕES ATRAVESSADAS (BENTO & FORTES, 2021)	44
TABELA 3.6 - RESUMO DOS RESULTADOS DA CLASSIFICAÇÃO GSI	45
TABELA 3.7 - RESULTADOS DO ZONAMENTO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO (BENTO & FORTES, 2021)	47
TABELA 3.8 - PARÂMETROS DA BENTONITE SEGUNDO A NORMA (EN 1538:2010+A1:2015)	56
TABELA 3.9 - CLASSES DE ABAIXAMENTO (EN 12350-2)	57

SIGLAS

CVL	Complexo Vulcânico de Lisboa
DMT	Flat Dilatometer Test
ECP	Escavação e contenção periférica
EN	Norma Europeia
FVT	Vane Test
IGU	Injeção Global Unitária
IR	Injeções Repetidas
IRS	Injeções Repetidas Seletivas
MFF	Martelo Fundo de Furo
PMT	Ménard Pressuremeter Test
SPT	Standard Penetration Test
SCM	Single Colum Mixing
SCPTu	Seismic Cone Penetration Test Undrained

1.1 Contexto e Motivação

A presente dissertação foi desenvolvida com base no estágio de um ano na empresa Mota-Engil, Engenharia e Construção, S.A no âmbito do programa internacional StartME, que visa a integração de jovens recém-formados ou em fase final de estudos na vida profissional.

A integração na empresa foi bastante facilitada, tendo sido acompanhado durante um mês por uma fantástica equipa dos recursos humanos da Mota-Engil que deram conhecer todas as empresas e respetivos diretores e administradores do Grupo Mota-Engil, além de fornecer informações sobre os diversos projetos e áreas de atuação do grupo.

Passadas as semanas iniciais de integração na empresa, o autor deste trabalho começou "oficialmente" o estágio na obra do prolongamento das linhas Amarela e Verde do metro de Lisboa, Lote 2, tendo sido recebido e acolhido pela equipa do departamento de fundações Especiais da Mota-Engil. Neste contexto, começou a trabalhar junto da sua tutora e diretora de obra, Eng.^a Nídia Petim, que o enquadrou e acolheu junto das equipas responsáveis pela execução dos trabalhos da especialidade. A finalidade do estágio consistia em adquirir conhecimentos das diversas metodologias e atividades operacionais de Fundações Especiais, gestão de obra na vertente económica e contratual, programar os recursos necessários (materiais/ serviços/ equipamentos) e implementação dos sistemas de qualidade, segurança e ambiente.

Graças aos ensinamentos da Engenheira Nídia Petim e dos Encarregados João Lobo e Américo Duro, o autor deste trabalho pôde alcançar com sucesso os objetivos do estágio, culminando com a elaboração da presente dissertação. Por parte do autor deste trabalho, um agradecimento muito especial aos três técnicos mencionados, pela paciência demonstrada e pela partilha de conhecimentos técnicos.

Após 4 meses do início do estágio, e por razões de reorganização interna do departamento onde se inseriu, o autor deste trabalho foi transferido da obra do metro onde iniciou o seu estágio para a obra dos túneis de Drenagem de Lisboa, agora sob a alçada e direção do Dr. António Quartel. Os conhecimentos adquiridos na obra do metro permitiram ao autor deste trabalho dar um "salto" qualitativo a nível profissional e foram fundamentais para ajudar a direção de obra na execução e acompanhamento dos trabalhos das diversas frentes dos Túneis de Drenagem de Lisboa. Ao longo da execução dos trabalhos da especialidade, foi ganhando um maior conhecimento das técnicas e metodologias de execução que tornaram a escrita da presente dissertação mais ágil e flexível. Um obrigado muito especial, também, ao

Dr. António Quartel por toda a paciência e pelos conhecimentos e conselhos transmitidos no decorrer da obra.

1.2 Problemática Abordada

As soluções de escavação e contenção periférica em meio urbano desempenham um papel crucial na construção de infraestruturas subterrâneas, como caves, túneis e estacionamentos, especialmente em áreas densamente povoadas. Essas soluções são projetadas para controlar a estabilidade do solo, e evitar deslizamentos e desmoronamentos, assim como garantir a segurança das estruturas vizinhas e minimizar os impactos nas comunidades urbanas.

A escavação em meio urbano apresenta desafios singulares, devido à proximidade de edifícios, redes de serviços públicos e vias de tráfego. Com o intuito de prevenir danos nas estruturas circundantes, recorre-se a soluções de contenção periférica, que englobam técnicas e sistemas de suporte do solo destinados a sustentar as paredes da escavação.

Uma das soluções amplamente utilizadas para o suporte de solos é o uso de **painéis de parede moldada**. Este método consiste na construção de painéis verticais interligados, geralmente em betão, que formam uma parede contínua delimitando a área a ser escavada. A parede moldada atua como uma barreira robusta, proporcionando estabilidade ao solo circundante e prevenindo o colapso e deslizamento de terras durante a escavação. Uma vantagem adicional significativa dos painéis de parede moldada é a sua capacidade de estanqueidade à estrutura, impedindo a percolação de águas para dentro da área de escavação.

Outra solução de contenção é a utilização de cortinas de estacas secantes. Neste sistema, intercalam-se estacas primárias feitas em betão simples não armado com estacas secundárias resistentes em betão armado, para em conjunto formar uma parede de contenção. Esta estrutura impede o desmoronamento do solo e a entrada de água para a escavação.

O uso de tirantes e ancoragens também é comum quando da execução de cortinas de contenção. Os tirantes são elementos estruturais que são ancorados no solo adjacente à escavação e depois conectados à estrutura principal da cortina de contenção. Eles fornecem suporte lateral e ajudam a prevenir o colapso das paredes da escavação.

É importante realçar que as soluções de escavação e contenção periférica são desenvolvidas tendo em consideração as características geotécnicas do solo, a profundidade da escavação, a presença de água subterrânea e as restrições locais. Essas soluções são essenciais para garantir segurança, estabilidade e o progresso eficiente das construções subterrâneas em meio urbano, minimizando os impactos nas áreas circundantes e nas populações residentes.

1.3 Caso de Estudo

A presente dissertação aborda o caso de estudo referente à Empreitada de Projeto e Construção das linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa, Lote 2 - Execução dos Toscos entre a Estação Santos e o Término da Estação Cais do Sodré, PK 1+319,729 ao PK 1+984,273.

A estrutura do trabalho compreende três capítulos principais (2, 3 e 4), além dos capítulos de introdução, considerações finais e referências bibliográficas.

No segundo capítulo explicam-se os diferentes métodos de contenção utilizados no caso de estudo, fazendo-se a distinção entre métodos de pequeno diâmetro e métodos de grande diâmetro.

O terceiro capítulo apresenta o caso de estudo, começando com uma visão geral da empreitada, bem como os trabalhos previstos e respetivas quantidades. Seguidamente, é fornecido um enquadramento geográfico, geológico, hidrogeológico e geotécnico e são focadas com detalhe questões relativas à execução da parede moldada, nomeadamente, os equipamentos utilizados, materiais, recursos, procedimentos operacionais adotados e ensaios de campo (controlo de qualidade). Este capítulo também aborda problemática do sobreconsumo de betão em diferentes tipologias de parede moldada.

Por fim, no quarto capítulo, são descritas duas situações de colapso das paredes da escavação que ocorreram durante o acompanhamento da empreitada, originadas por condições geológicas deficientes e inesperadas. Descreve-se a solução adotada, acompanhada de uma discussão mais aprofundada sobre o assunto.

CONSIDERAÇÕES SOBRE ELEMENTOS DE EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Neste capítulo são descritas considerações gerais a todo o tipo de contenções, nomeadamente as condições para a sua execução e a problemática com as camadas aquíferas. Também são descritos os métodos de contenção utilizados na Empreitada do Prolongamento das linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa, Lote 2, e será feita uma divisão das diferentes técnicas em pequeno e grande diâmetro. As técnicas de contenção de pequeno diâmetro compreendem **ancoragens (passivas e ativas)**. As ancoragens passivas também podem ser denominadas de **pregagens**, e por último as **microestacas**. Já os métodos de contenção de grande diâmetro compreendem **estacas e painéis de parede moldada**.

As contenções periféricas em zonas urbanas, associadas a empreitadas tal como a do presente caso de estudo, requerem um conjunto de precauções durante e após a construção, que outras obras de engenharia civil não necessitam.

Durante a fase de construção, as precauções mais comuns são (Coelho, 1996):

- Condições meteorológicas;
- Geologia;
- Modificações do regime de água no solo;
- Risco de esforços anormais;
- Interferências de trabalhos.

Em particular, as diferentes fases de escavação devem ser conduzidas na sequência prevista e é importante que cada fase não desça mais baixo do que o nível previsto e que a estabilidade da contenção seja assegurada até à colocação dos dispositivos de apoio. Este aspeto é de maior relevo, especialmente aquando da colocação da primeira escora ou tirante: o elemento da contenção está em consola e produz-se, geralmente, rotação importante ao torno da zona de encastramento no terreno (Coelho, 1996).

Já após a execução das contenções e fundações, as preocupações mais frequentes são:

A) Execução de aterros: o aterro no extradorso da contenção deve ser executado por fases sucessivas, de tal modo que a estabilidade da cortina e dos dispositivos de apoio, seja assegurado em todas as fases. O método de execução é estabelecido de modo a evitar que os aterros originem impulsos superiores aos previstos.

B) Escavações diante do pé da contenção: estas escavações diante da obra, caso sejam feitas de maneira descuidada ou diferente da considerada em projeto, podem originar a rutura por redução excessiva do impulso passivo no pé da obra.

C) **Risco de sobrecargas:** para que não ocorram sobrecargas, devem ser avaliadas a localização e a importância das cargas fixas e eventuais sobrecargas que podem ocorrer em obra.

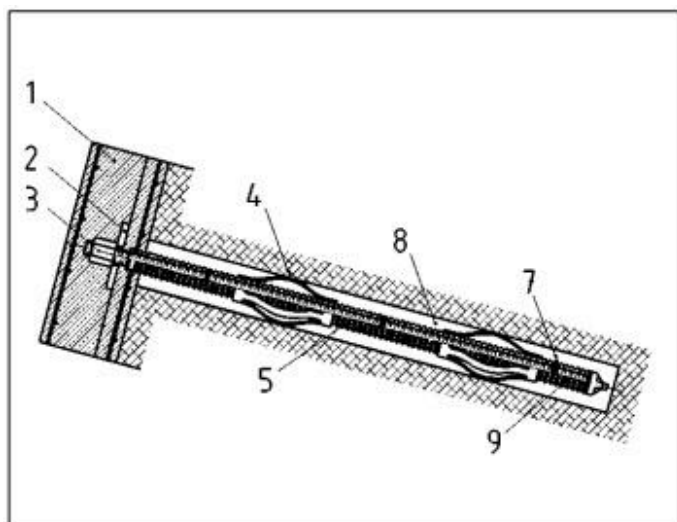
Outro aspecto relevante na execução de contenções está relacionado com o nível de água no terreno. Antes de executar qualquer trabalho de contenção, é necessário conhecer com rigor o nível de água bem como a sua variação sazonal. Em terrenos arenosos, isto é, sem coesão e com baixa pressão neutra, se houver água, o impulso ativo pode 2 a 2,5 vezes superior ao que se verificaria caso não houvesse água. Mesmo em terrenos argilosos, com coesão e pressão neutra elevadas, a água circula por pequenas fissuras e, por isso, admite-se que o terreno, mesmo que seja praticamente impermeável, não impede o impulso hidrostático da água, pelo que a pressão da água deve ser sempre considerada.

2.1 Elementos de Contenção de Pequeno Diâmetro

2.1.1 Pregagens (ancoragem passiva)

Existem vários tipos de pregagens, como pregagens amarradas mecanicamente, pregagens de cabo injetadas, pregagens amarradas por atrito e pregagens injetadas. Nesta descrição, descrevem-se apenas as **pregagens injetadas**, pois foram as únicas utilizadas na obra em análise.

A técnica de pregagens em solos é utilizada na construção civil para melhorar ou manter a estabilidade de um maciço de solo, através da instalação de elementos de reforço, conhecidos por pregagens (NP EN 14490, 2020). O sistema de pregagem injetada consiste numa barra ou varão roscado (tipo DYWIDAG) com uma anilha centralizadora do esforço de tração junto à placa de apoio (*Figura 2.1*).



Legenda:

- 1- Revestimento;
- 2- Placa de apoio;
- 3- Porca de aperto;
- 4- Espaçador externo;
- 5- Tubo;
- 6- Espaçador interno;
- 7- Calda de selagem;
- 8- Barra de reforço

Figura 2.1 - Exemplo do sistema de pregagem injetada em solo. (NP EN 14490, 2020).

O processo de execução de uma pregagem compreende 7 etapas: implantação, posicionamento, perfuração, colocação da armadura, selagem e tensionamento.

A) Implantação: Consiste na marcação no terreno, com recurso a equipamentos de topografia, do eixo da pregagem conforme definido no projeto. No presente caso de estudo, as pregagens foram executadas em negativos previamente executados no muro de alvenaria. Os negativos já tinham a inclinação definida em projeto e diâmetro superior ao da perfuração, de modo a permitir a introdução da ferramenta de perfuração.

B) Posicionamento: Após a adaptação da ferramenta apropriada à cabeça de rotação da máquina introduz-se a ponteira no ponto referenciado ou no negativo existente na parede.

C) Perfuração: As pregagens são instaladas em furos que são executados por equipamentos de perfuração por rotação ou por roto-percussão. Habitualmente, utilizam-se martelos de fundo de furo, rotação com trialete ou com trado. Todos estes métodos são compatíveis com furação revestida através de tubos metálicos, com diâmetro superior ao diâmetro de furação, no caso em que as paredes do furo não sejam suficientes resistentes para se auto suportarem e não se mantenham estáveis ao longo de todo o seu comprimento, antes da injeção da calda de selagem.

Perfuração com martelo de fundo de furo (roto-percussão): Esta técnica consiste na extração do terreno desagregado pelo "bit" do martelo de fundo de furo, por meio da circulação direta de ar comprimido. Em condições geológicas específicas, a utilização de água como fluido de circulação pode ser mais apropriada devido à sua maior massa volúmica, capacidade superior de suporte das paredes do furo e maior eficácia na remoção dos detritos de furação. O processo de furação é iniciado pela conexão roscada da 1ª vara, equipada com o martelo de fundo de furo que aplica percussão ao bit. O ar que circula pelo interior das varas aciona o martelo de fundo de furo e facilita a limpeza dos detritos da furação para fora do furo. À medida que a furação avança são acrescentados troços de vara até o furo atingir o comprimento previsto.

Perfuração à rotação com trialete: Nesta técnica o terreno é extraído pelo movimento circular do trépano, que desagrega o material, enquanto os detritos são removidos pela circulação de ar comprimido ou água. O processo é iniciado pela ligação roscada da 1ª vara, munida do trépano, à cabeça da máquina, que imprime rotação ao conjunto. À medida que a furação progride, vão sendo acrescentados troços de vara até se atingir o comprimento previsto. Ao atingir o comprimento desejado e após a limpeza do furo, procede-se à extração da ferramenta pela ordem inversa à ordem de instalação.

Perfuração à rotação com trado: Nesta técnica, o terreno é extraído à rotação por meio da introdução sucessiva de troços de trado contínuo equipados com "pins" metálicos. O primeiro troço é munido de uma ponteira que ataca o terreno. O trado possui uma forma heli-

coidal, permitindo assim a remoção do terreno para fora do furo. Uma vez atingido o comprimento de furação e após a limpeza do furo, procede-se à extração do trado pela ordem inversa à da instalação.

D) Colocação da armadura: Após a conclusão e limpeza do furo, introduz-se no furo o varão com o comprimento previsto no projeto com o auxílio de uma grua multifunções.

E) Selagem: Logo após a colocação da armadura passa-se à selagem, que é composta por 2 fases, fabrico da calda e selagem.

1. Fabrico da calda: A calda é obtida pela mistura de água e cimento, geralmente na proporção a/c = 0,40 (40 litros de água para cada 100 kg de cimento). É crucial assegurar que a calda apresenta consistência homogénea, com trabalhabilidade e características de resistência conforme especificadas no projeto. O processo de mistura inicia-se vertendo a quantidade total de água na misturadora. Em seguida, com a misturadora em funcionamento, adiciona-se o cimento até atingir a relação a/c prevista, garantindo uma cadência que evite o encaroçamento. Após atingir a proporção desejada, a calda é misturada durante 5 minutos e transferida para o agitador. Dependendo da quantidade de calda necessária, este processo pode ser repetido várias vezes.

2. Selagem: A calda fabricada é bombeada a baixa pressão para o interior do furo através de um tubo de selagem (PVC) ligado ou não à cabeça do varão. A injeção da calda deve ser realizada de forma contínua, do fundo para a boca do furo, sem interrupção, até que uma mistura limpa e consistente, semelhante à que é fabricada no sistema misturador / agitador, reflua ao topo do furo.

F) Tensionamento: Após a execução da pregagem, e passado o tempo de espera adequado para garantir a presa da calda, devem-se realizar ensaios de carga em pregagens de serviço e pregagens de sacrifício. Na *Figura 2.2* apresenta-se um resumo das normas a seguir.

	Tipos de ensaios de pregagens	
	Ensaio em pregagens de sacrifício	Ensaio em pregagens de serviço
Objectivo do ensaio	Verificar a resistência última da selagem da pregagem utilizada no projeto: (1) a selagem na zona passiva; (2) a selagem na zona activa; (3) a selagem ao longo de todo o comprimento da pregagem.	Demonstrar o adequado desempenho da pregagem, para uma dada carga definida pelo projectista. O ensaio é executado em todo o comprimento da pregagem.
Quando ensaiar	Antes, durante ou após a realização dos trabalhos de execução das pregagens de serviço.	Durante ou após a conclusão dos trabalhos de execução das pregagens de serviço.
Tipo de pregagem utilizada	De sacrifício	De serviço
Ação a implementar no caso de se obterem resultados de ensaios não conformes	Revisão do método de instalação da pregagem e/ou considerar comprimentos e disposição das pregagens alternativos.	Consultar o projectista para definir as ações a implementar e obtenção da sua aprovação para continuar os trabalhos.
Comentários	Se necessário, em cada unidade geotécnica diferente.	Particular atenção deverá ser dada aos ensaios em pregagens de serviço, de forma a não sobretensionar a pregagem no comprimento selado ou induzir danos no sistema de protecção contra a corrosão. Quando se recorrer a um revestimento estrutural na execução do ensaio, a pregagem não deverá ser selada na zona de influência associada a esse revestimento.

Figura 2.2 – Norma para e execução de ensaios em pregagens de serviço e de sacrifício (Fonte: EN NP 14490).

2.1.2 Ancoragens

Uma ancoragem é um elemento estrutural com capacidade para transferir carga de tração a um estrato resistente (Figura 2.3). É constituída por uma cabeça de ancoragem, um comprimento livre e um comprimento de selagem. A cabeça de ancoragem é o elemento que transmite a carga de tração da armadura à placa de apoio ou à estrutura. O comprimento livre da ancoragem é a distância entre a extremidade mais próxima do comprimento de selagem da ancoragem e o ponto de fixação da armadura na cabeça de ancoragem, já o comprimento de selagem é o comprimento de projeto de uma ancoragem através do qual a carga é transferida para o terreno envolvente, através do bolbo de selagem. (NP EN 1537, 2015).

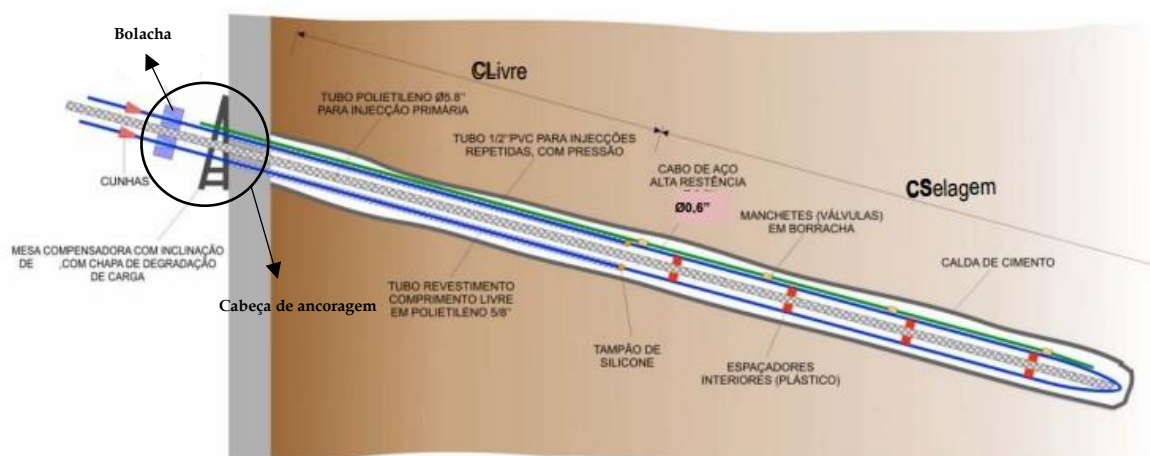


Figura 2.3 – Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem. (Fonte: Procedimentos operacionais Mota-Engil Fundações especiais)

Como no presente caso de estudo foram apenas utilizadas ancoragens ativas, por forma a manter a clareza dos conceitos, apenas será feita uma descrição detalhada deste tipo de ancoragens.

2.1.2.1 Execução de ancoragens

A constituição das ancoragens vai depender de diversos fatores, tais como, o tempo de vida do projeto, as características construtivas e o meio envolvente, nomeadamente, no que diz respeito à proteção contra a corrosão e aos possíveis fenómenos de fluência (Santa, 2010).

As ancoragens dividem-se em dois tipos: ancoragens provisórias e ancoragens definitivas. As ancoragens provisórias, como o nome indica, são de natureza temporária dado a sua durabilidade limitada, ficando não operacionais após determinada fase dos trabalhos. A vida útil destas ancoragens é de dois anos.

As ancoragens definitivas são executadas para atuarem de forma permanente. A proteção mínima contra a corrosão na envolvente da armadura da ancoragem deve ser uma camada

contínua de material de proteção contra a corrosão que não se degrade durante a vida útil do projeto da ancoragem (NP EN 1537, 2015).

O processo de execução das ancoragens compreende as seguintes etapas: implantação, posicionamento, furação, colocação da armadura, injeção e tensionamento. As etapas de implantação, posicionamento e furação são iguais às já descritas relativamente à execução de pregagens, pelo que agora apenas se descrevem as restantes.

1. Colocação da armadura: Concluída a perfuração com o comprimento definido em projeto, procede-se à colocação da armadura das ancoragens no furo. A armadura é constituída por diversos cordões de aço, para possibilitarem a operação de pré-esforço. A armadura é composta por elementos que garantem a sua funcionalidade, injeção e anti-corrosão.

Elementos das ancoragens: Todos os materiais aplicados nas ancoragens devem ser reciprocamente compatíveis, particularmente no caso dos materiais em contacto direto entre si. As propriedades dos materiais não devem sofrer alterações durante a vida útil prevista da ancoragem, de modo que não interfiram com o seu comportamento e capacidade (NP EN 1537, 2015). Os componentes principais são:

A. Armaduras: devem respeitar as Normas Europeias: EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-2, 10025, EN10080; PrEN 10138-1 e EN 1992-1-1;

B. Placa de distribuição, bolacha e cunhas: permite a aplicação do pré-esforço e a colocação de cunhas e da chapa de distribuição, que possibilita a transferência da carga para estrutura de suporte ou para o terreno. A chapa de distribuição ou mesa deve ter uma espessura adequada à aplicação de 1,25 de P0, sendo o P0 correspondente à carga de blocagem definida;

C. Centralizadores e espaçadores: Permitem que a ancoragem tenha um recobrimento mínimo relativamente às paredes dos furos; permitem que a calda tenha uma igual distribuição ao longo do comprimento de selagem; minimiza o efeito de encurvadura da armadura entre os apoios; permitem escoamento eficiente da calda entre os vazios existentes entre a armadura e os diversos elementos. A distância dos espaçadores pode variar entre 0,5 e 2,0 metros;

D. Tubo plástico (polietileno): Para revestimento dos cordões de aço no comprimento livre;

E. Espuma de poliuretano: Serve para prevenir a entrada de calda de cimento para o interior dos tubos de polietileno do comprimento. A espuma é colocada na transição entre o comprimento livre e o comprimento de selagem.

F. Massa consistente: De modo a prevenir a corrosão dos cabos de aço das ancoragens, utiliza-se uma massa consistente no interior do tubo de plástico de revestimento dos cabos de aço do comprimento livre da ancoragem.

2. Injeção: Imediatamente após a colocação da armadura procede-se à injeção que é composta por 3 fases: fabrico da calda, injeção primária e injeções repetidas. O fabrico da calda é igual ao que foi descrito para a execução das pregagens.

Injeção primária: A calda é bombeada a baixa pressão para o interior do furo através de mangueiras acopladas ao tubo de injeção primária (tubo PVC). O enchimento é feito do fundo para a boca do furo, dando-se por concluído quando a calda reflui com aspeto limpo e consistente.

Injeções repetidas: Caso, não se tenha adicionado nenhum aditivo à calda, geralmente 8 horas após a injeção primária estar concluída dá-se a injeção secundária, através de outro tubo de PVC. A pressão no circuito aumenta até se atingir o ponto de abertura das “manchetes” - válvulas antirretorno - e rotura da calda de injeção primária. Já com as “manchetes” abertas continua-se a bombagem com volumes controlados até se atingirem as pressões determinadas em projeto. Habitualmente, a pressão de injeção secundária varia entre os 20 e os 30 kg/cm², dependendo da litologia atravessada. A pressão de injeção é elevada para permitirem a abertura das manchetes. Este procedimento é repetido as vezes que forem necessárias até se atingirem as pressões pretendidas, ou no caso de se verificarem consumos exagerados, interrompem-se as reinjeções e informa-se o cliente e/ou projetista que se deve reanalisar a solução adotada.

Componentes de injeção da ancoragem:

A. Tubo Polietileno de baixa densidade: No comprimento total da ancoragem para se realizar a injeção primária a baixa pressão;

B. Tubo PVC de alta densidade: No comprimento total da ancoragem para se realizar as reinjeções. O tubo apresenta furos e respetivas manchetes no comprimento de selagem;

C. Manchetes em borracha: Utilizadas nas reinjeções com o propósito de funcionarem como válvulas antirretorno.

3. Tensionamento: Todas as ancoragens, provisórias ou definitivas, devem ser tensionadas de acordo com as tensões definidas em projeto. O tensionamento ou pré-esforço deve ser realizado por profissionais experientes, sob supervisão de um técnico qualificado e de acordo com a norma ISO 22477-5:2018(E).

Dependendo da composição da calda, o pré-esforço é realizado passados 7 dias da última injeção, isto é, quando a calda de cimento tiver uma resistência aproximada de 27 MPa. Previamente ao início do ensaio, deve-se encostar uma mesa compensadora com a inclinação respetiva à parede ou viga, munida de uma chapa de degradação de carga. Sobre essa mesa, sobrepõe-se a cabeça da ancoragem. De seguida faz-se o encosto do macaco à cabeça da ancoragem fazendo passar os cabos pelo seu interior. Por fim, inicia-se o ensaio pretendido respeitando os patamares de carga definidos para o ensaio, sendo estes controlados através de um manómetro e os alongamentos com uma craveira.

Após a conclusão do ensaio, retira-se o macaco e colocam-se as cunhas na cabeça da ancoragem. Nesta última operação, o tensionamento é aplicado diretamente até a carga de

projeto, adicionando cerca de 10% de carga dado que existem sempre ligeiras perdas de carga. Depois da aplicação da carga, faz-se a cravação das cunhas.

2.1.2.2 Ensaios de ancoragens

A norma (ISO 22477-5 , 2018) reconhece três tipos de ensaios de ancoragens:

A) Ensaios prévios (EP): realizam-se antes da execução das ancoragens de serviço e podem ser exigidos para estabelecer o valor da carga correspondente à resistência última relativamente às condições do terreno e aos materiais utilizados, para comprovar a competência do empreiteiro ou ainda para verificar um novo tipo de ancoragem, induzindo a rotura na interface calda-terreno. Em suma, o ensaio prévio estabelece (NP EN 1537, 2015):

- A resistência da ancoragem na interface calda/terreno;
- A carga crítica de fluência do sistema de ancoragem; ou
- As características de fluência do sistema de ancoragens para níveis de carga até a rotura; ou
- A característica da perda de carga do sistema de ancoragem no estado limite de utilização;
- O comprimento livre aparente da armadura.

B) Ensaios de adequabilidade (EA): ensaio de longa duração com diversos ciclos de carga e descarga. A (NP EN 1537, 2015) estabelece:

- A capacidade para suportar uma carga máxima de ensaio;
- As características de fluência ou de perda de carga do sistema de ancoragem até a carga máxima de ensaio;
- O comprimento livre aparente da armadura.

C) Ensaios de receção (ERS): realizam-se em todas as ancoragens de serviço, com exceção as ancoragens que têm previstas a realização de um ensaio de adequabilidade. O ensaio confirma (NP EN 1537, 2015):

- A capacidade da ancoragem para suportar a carga máxima de ensaio;
- As características de fluência ou de perda de carga no estado limite de utilização, quando necessário;
- O comprimento livre aparente da armadura.

2.1.3 Microestacas

As microestacas são elementos de pequeno diâmetro (<300 mm), com comprimentos variando entre 15 e 30 m, e têm como função transferir carga para as camadas mais profundas, isto é, para as camadas mais competentes do ponto de vista geotécnico, ou reforçar um bloco de solo para limitar deformações. Dependendo se funcionam como cortina de microestacas,

transmitem as cargas que lhes são impostas ao solo maioritariamente por atrito lateral na interface calda/solo, devido à baixa resistência de ponta devido ao seu reduzido comprimento da secção transversal (Nunes, 2013).

A armadura de uma microestaca é constituída por perfis metálicos de três tipos: tubulares, perfil e HEB. Em Portugal, o tipo de armadura mais comum é o de tubos ou perfis tubulares, geralmente feitos de aço N80, cujos diâmetros variam entre 88,9 e 177,8 mm.

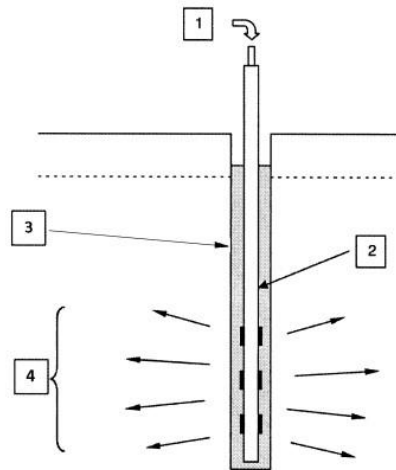
O processo de execução das microestacas compreende cinco fases: implantação, posicionamento, perfuração, colocação da armadura e injeção. As etapas de implantação, posicionamento, perfuração e colocação da armadura são semelhantes ao descrito no capítulo sobre ancoragens e pregagens, diferindo apenas na fase de injeção.

1. Injeção: Imediatamente após a colocação dos tubos passa-se à injeção, que inclui o fabrico de calda (já descrito previamente) e pela injeção propriamente dita. A selagem das microestacas pode ser feita por 5 métodos distintos, porém, apenas irão ser descritos os métodos mais utilizados e mais comuns na Europa e em Portugal.

Injeção Global Única (IGU) (*Figura 2.4*): Primeiramente, procede-se à injeção do espaço anelar entre o terreno e a armadura. Se o elemento resistente que compõe a microestaca for uma armadura tubular, é necessário realizar o seu enchimento após mais de 15 minutos da injeção do espaço anelar. Em todas as situações, a injeção da calda de cimento deve ser realizada do fundo para a boca do furo. A injeção dá-se por concluída quando a calda reflui à boca, apresentando uma aparência limpa e sem detritos, semelhante à que é preparada na misturadora.

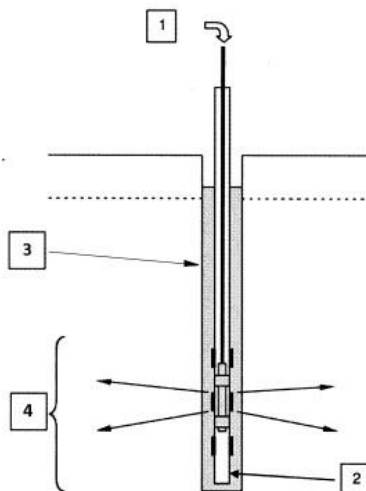
Injeção Repetida Seletiva (IRS) (*Figura 2.5*): Similar à IGU, a injeção é realizada em duas fases. Inicialmente, procede-se ao preenchimento, sem aplicar pressão, do espaço anelar entre as paredes do furo e a armadura. Na segunda fase, ocorre a reinjeção da calda de cimento, sob pressão controlada por um manómetro, através de manchetes localizadas na zona do bolbo de selagem. A reinjeção deve ser realizada 8 horas após a primeira selagem, ou seja, após a primeira calda ter adquirido presa.

A IRS implica a utilização de obturador duplo colocado acima e a baixo da válvula manchete que se pretende injetar. Este processo é repetido individualmente manchete a manchete. A injeção da calda de cimento deve ser repetida até se atingir as pressões definidas em projeto, próximas de 30 bar, sendo que a injeção é suspensa quando a quantidade de cimento for igual ou superior a 50 kg por manchete. É importante referir que entre cada operação de reinjeção deve se lavar o interior do tubo manchete com água. Após ser atingida a pressão de projeto, sela-se o interior da armadura tubular.



- Legenda: 1 - Calda injetada através do tubo de injeção;
 2 - Tubo de injeção com manchetes;
 3 - Calda injetada na primeira injeção (sem pressão);
 4 - Manchetes abertas todas em simultâneo.

Figura 2.4 – Injeção Global única (IGU) (EN 14199:2015)



- Legenda: 1 - Calda injetada com recurso a obturador;
 2 - Tubo de injeção com manchetes;
 3 - Calda injetada na primeira injeção (sem pressão);
 4 - Manchetes abertas individualmente com recurso a obturador duplo.

Figura 2.5 – Injeção Repetitiva Seletiva (IRS) (EN 14199 2015)

Injeção Repetida (IR): O método IR, semelhante ao IRS, inicia-se com o preenchimento do furo com calda sem pressão, e numa segunda fase, realiza-se a reinjeção do cimento com pressão controlada por um manómetro certificado. A reinjeção ocorre 8 horas após a primeira

selagem. Este método é mais simples, uma vez que utiliza um obturador simples que efetua a abertura das manchetes de forma contínua e uniforme ao longo de todo o comprimento da selagem da microestaca.

2.2 Elementos de Contenção de Grande Diâmetro

2.2.1 Estacas

Define-se estaca como uma fundação profunda com estrutura cilíndrica, composta por betão, aço ou uma combinação de betão e aço. Estas estacas têm a função de transmitir as cargas das estruturas ao terreno.

Existem diversos tipos de estacas (*Figura 2.6*); contudo, no presente caso de estudo, serão descritas apenas as estacas perfuradas moldadas com recurso a vara "Kelly" - varra telescópica com capacidade de se prolongar no terreno conforme as necessidades de projeto - uma vez que foi a metodologia utilizada no Prolongamento das linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa, Lote 2.

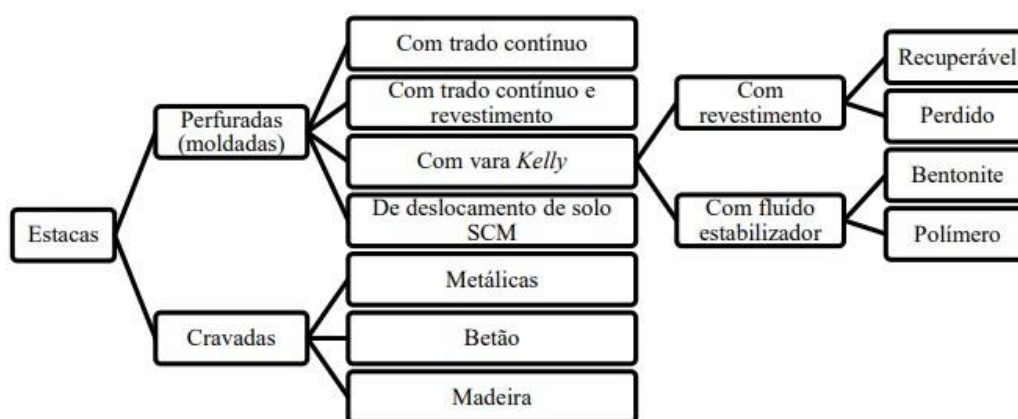


Figura 2.6 - Designação corrente das tipologias de estacas e respetivas técnicas construtivas. (Mata, 2021)

A escolha do tipo de estaca deve ser ponderada e ajustada consoante a forma de transmissão de carga ao terreno: por ponta, atrito lateral ou ambos. A localização e o tipo de estrutura, bem como as condições do terreno, incluindo o nível freático, e a durabilidade a longo prazo também são fatores que devem ser ponderados. Por último, mas não menos importante, são os custos para o Dono de Obra. Isto é, a solução mais barata por metro de furo não é necessariamente a mais barata a longo prazo. Atrasos na execução dos trabalhos por falta de experiência do empreiteiro ou má execução dos trabalhos, podem agravar consideravelmente o custo total da obra (Coelho, 1996). Portanto, é recomendável recorrer a um construtor com experiência em trabalhos realizados no local, e um reconhecimento geotécnico adequado facilita a tomada de decisão quanto ao tipo de estaca a ser executada.

2.2.1.1 Tipos de cortinas de estacas

As estacas podem ser utilizadas como elementos de fundação, ou seja, estacas de fundação e trabalharem da forma isolada, ou podem ser utilizadas em cortina de estacas para conter os terrenos. As cortinas podem ser de três tipos: espaçadas, tangentes ou secantes (Figura 2.7).

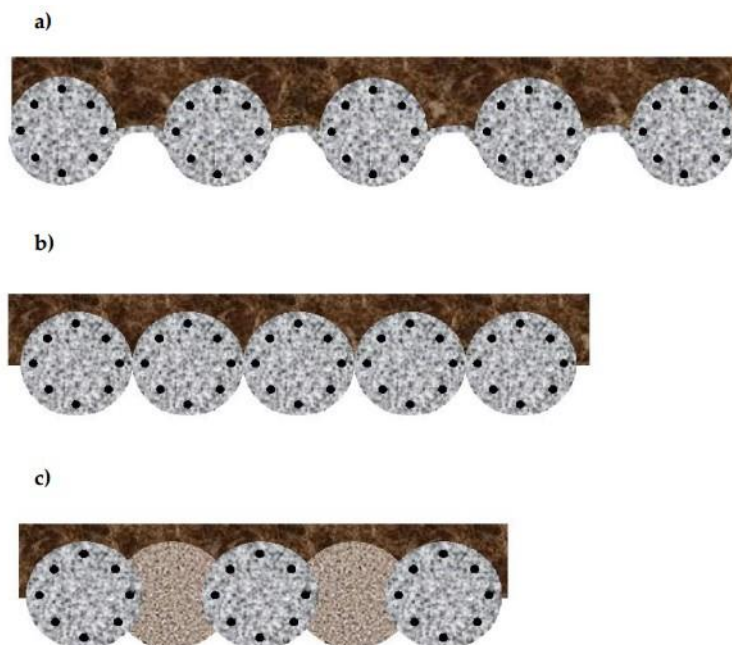


Figura 2.7 - a) estacas espaçadas; b) estacas tangentes; c) estacas secantes (Mata, 2021).

A) Cortina de estacas espaçadas: Estacas armadas, com espaçamento geralmente superior ao diâmetro da estaca, e preenchido com betão projetado. É a solução mais económica e rápida de se executar.

B) Cortina de estacas tangentes: Estacas armadas, com espaçamento entre os eixos centrais das duas estacas em betão armado igual ao diâmetro da própria estaca.

C) Cortina de estacas secantes: Alternância de estacas armadas e não armadas, em que o espaçamento entre o eixo de cada estaca é inferior ao seu diâmetro. Nesta solução executam-se primeiramente as estacas não armadas e numa segunda fase executam-se as estacas em betão armado intersetando parte das estacas não armadas. Por norma, as estacas não armadas são executadas com recurso a betão pobre de modo a facilitar a perfuração da estaca armada secante.

2.2.1.2 Estacas moldadas *in situ* com revestimento recuperável

O processo de execução das estacas com tubo de revestimento compreende 6 etapas: implantação, posicionamento, perfuração, colocação da armadura, instalação da coluna de betonagem e betonagem (*Figura 2.8 e Figura 2.9*).

1. Implantação: Corresponde à materialização no terreno do eixo de cada estaca, utilizando um varão identificado ou numerado, que é posicionada por métodos topográficos. Esta operação só é executada após a criação de uma plataforma de trabalho nivelada que atenda às condições adequadas para a movimentação da máquina de estacas, bem como para os acessórios necessários à execução das estacas, como a estrutura para arrumação dos tubos de betonagem doravante denominada de gaiola.

2. Posicionamento: Consiste na colocação do trado ou balde na extremidade inferior da vara telescópica (Kelly Bar), alinhando o eixo da ferramenta com o eixo das estacas. A verticalidade da vara Kelly é assegurada pela utilização de níveis posicionados em pelo menos dois planos perpendiculares.

3. Perfuração: Envolve a cravação dos tubos de revestimento à rotação, através de movimentos oscilatórios e de *pull down* gerados pela cabeça de rotação da máquina, enquanto simultaneamente se realiza a perfuração no interior do tubo com recurso ao balde ou trado, e a remoção dos detritos. Os tubos são adicionados em segmentos de 1, 2, 3, 4, 5 ou 6 metros, conforme o comprimento da estaca a betonar. O tubo de revestimento é descido até a cota que garanta a estabilidade das paredes da escavação e conseqüentemente a sua verticalidade. A ligação entre os tubos é feita através de juntas macho/fêmea, garantindo sempre a verticalidade conforme descrito no ponto anterior. Os tubos são normalmente de parede dupla de modo a resistirem ao impacto causado pela máquina. A perfuração prossegue até se atingir a cota de fundo da estaca. Após atingir a cota de fundo, deve-se segundo a norma EN 1536: 2010, proceder-se a limpeza cuidadosa do fundo da escavação com recurso ao balde.

4. Colocação da armadura: Uma vez concluída a perfuração, é colocada a armadura, com o auxílio do guicho da máquina ou com uma grua de apoio.

5. Instalação da coluna de betonagem: A coluna de betonagem ou (tubos metálicos com uniões à prova de água) são instalados pelo interior da escavação por troços, centrado com o eixo da estaca. O diâmetro da coluna de betonagem deve ser igual ou inferior a 60 % do diâmetro interior da armadura. O primeiro tubo fica, por norma, a 20-30 cm do fundo da escavação e o último troço fica acoplado a tremonha de receção do betão.

6. Betonagem: Durante o processo de betonagem, a coluna composta pelos tubos de betonagem deverá estar submersa no betão pelo menos 1,5 m e 2,5 m em estacas com diâmetro inferior a 1,2 m e com diâmetro igual ou superior a 1,2 m, respetivamente (Jeremias, 2022). A

betonagem é realizada de baixo para cima, por descarga direta da autobetoneira para a tremonha de receção de betão. A betonagem é feita de baixo para cima de modo a garantir a limpeza do fundo da escavação e a compactação do betão no fundo da estaca. O controlo do nível de betão é feito com uma sonda, à medida que este vai subindo na escavação, sendo retirados troços da coluna sempre que necessário. A betonagem dá-se por concluída quando o betão atingir a cota necessária para o correto saneamento da cabeça da estaca. O saneamento consiste em picar o betão até ao nível da primeira espiral, ficando apenas visíveis os ferros de espera. Entre a cota de topo de betão e a plataforma de trabalho, é colocado material natural proveniente da escavação. Caso o terreno esteja contaminado deve ser colocado tout-venant ou brita. É importante referir que a betonagem deve ser realizada no menor tempo possível, para evitar a segregação do betão, após a colocação da armadura

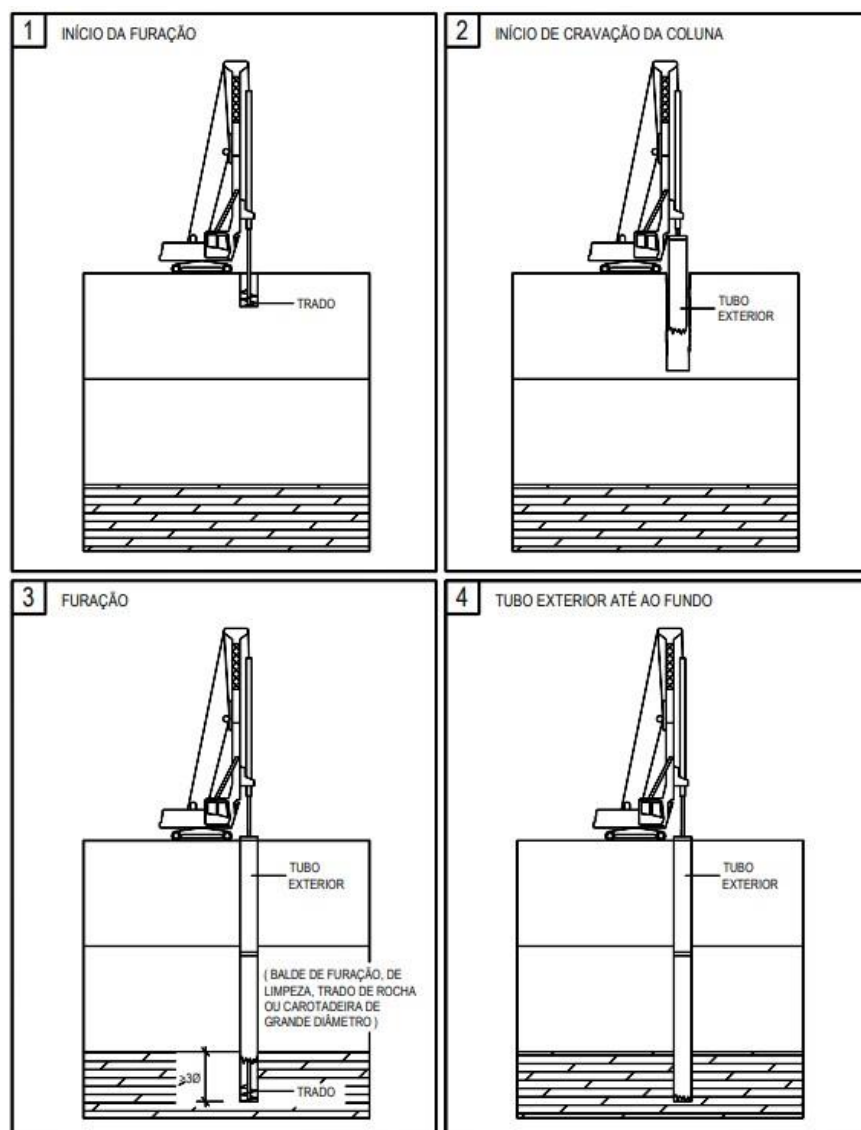


Figura 2.8 - Processo de execução de estacas *in situ* com revestimento recuperável (Mota-Engil, Fundações Especiais)

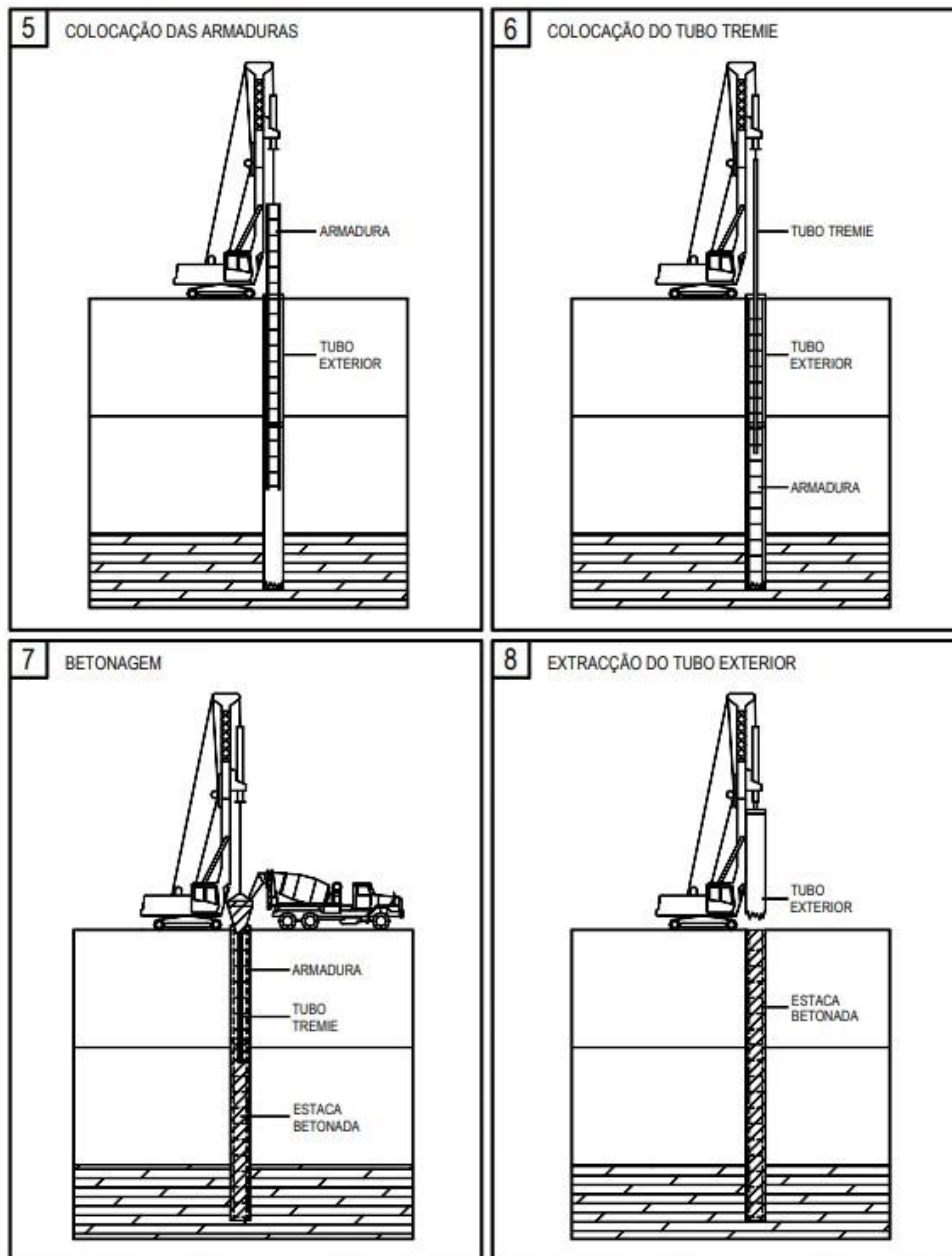


Figura 2.9 – Processo de execução de estacas *in situ* com revestimento recuperável (Mota-Engil, Fundações Especiais) (continuação)

2.2.2 Painéis de parede moldada

Uma parede moldada é um tipo de contenção periférica constituída por painéis verticais de betão armado que se estendem desde a superfície. A sua implantação é realizada com recurso a maquinaria pesada, equipada com ferramentas de escavação, tais como baldes de maxilas ou hidrofresas. Segundo a norma (EN 1538:2010+A1:2015), as paredes moldadas devem ter a profundidade mínima (D) de 5 m e espessura mínima (B) de 0,4 m, sendo que a razão entre essas dimensões deve ser igual ou superior a 5 ($D/B \geq 5$). Este tipo de contenção permite realizar escavações até grandes profundidades, mesmo em terrenos com baixa resistência e

com elevada permeabilidade. A profundidade a atingir pelo painel depende do equipamento de escavação, da lama estabilizadora e da geometria do painel.

Na empreitada do presente caso de estudo, as paredes moldadas foram construídas para atuarem como cortinas de contenção. Isso significa que essas paredes são compostas por um conjunto de painéis adjacentes que foram executados numa sequência específica. O propósito principal dessas cortinas de contenção é absorver as pressões horizontais exercidas pelos terrenos adjacentes e também atuar como barreira para impedir a passagem da água.

O processo de execução das paredes moldadas compreende seis fases: implantação, execução dos muros guia, escavação (e pré-escavação), colocação da armadura, instalação da coluna de betonagem e betonagem (*Figura 2.10 e Figura 2.11*).

1. Implantação: Definição do local e geometria que a parede irá assumir e piquetagem do contorno periférico da obra a executar. Esta fase só executada após a plataforma de trabalho estar devidamente nivelada e em conformidade para a correta mobilização e movimentação dos equipamentos.

2. Implantação dos muros guia: Escavação de uma vala ao longo do desenvolvimento periférico da parede. De seguida são executados muros em betão armado com afastamento compatível com a espessura e tolerância de execução da parede. A altura dos muros varia entre 0,8 e 1,5 m. Os muros têm com função guiar a ferramenta de escavação (balde de maxilas), oferecendo uma proteção as paredes laterais da vala na zona superior. Os muros devem, sempre que possível, ser betonados contra o terreno.

3. Escavação da vala: Consiste na remoção do terreno, com recurso a um balde de maxilas ou hidrofresas. A escavação é executada faseadamente, por painéis de arranque (primários), de continuidade (intermédios) e de fecho (secundários). A medida que se vai avançando com a escavação, a estabilidade das paredes vai sendo assegurada pela utilização de um fluido estabilizador (lamas bentonítica), devendo o seu nível encontrar-se acima do nível freático, a uma cota que garanta a estabilidade do terreno, compensando as pressões hidrostáticas e os impulsos do terreno. A escavação prossegue até se atingir a cota de fundo da escavação. Posteriormente são colocadas as juntas metálicas que limitam o painel e é efetuada a limpeza da escavação cuidadosamente.

4. Colocação da armadura: A armadura da parede moldada é previamente montada de acordo com as especificações e dimensões do projeto em execução e, em seguida, é colocada dentro da escavação, com o auxílio de uma grua de rastos. Após a colocação da armadura faz-se a reciclagem da bentonite de modo a garantir que a escavação é betonada em condições adequadas e segundo a norma EN 1538:2010+A1. Este processo é explicado com maior detalhe no **Capítulo 3.6. Metodologia Construtiva na Execução de Parede Moldada**

5. Instalação da coluna de betonagem: A coluna de betonagem é descida pelo interior da escavação por troços de 3 m, centrada com o eixo do painel. A extremidade inferior fica a 20-30 cm do fundo do furo, e a sua extremidade superior será acoplada à tremonha de recepção do betão.

6. Betonagem: Verificada a qualidade do betão, isto é, com abaixamento e dimensão de agregado requeridas, e densidade e viscosidade da bentonite, é realizada a betonagem de baixo para cima, por descarga direta da autobetoneira para a tremonha de recepção de betão. O controlo do nível de betão é feito com recurso a uma sonda, à medida que este vai subindo na escavação. Os troços vão sendo retirados à medida que o betão vai subindo. Porém, é necessário garantir que o tubo de betonagem fica sempre pelo menos 2 m mergulhado no betão. Simultaneamente, a medida que o betão vai subindo, o fluído estabilizador vai sendo removido para um tanque metálico, sendo previamente reciclado passando por um desarenador, cuja função é separar e remover as partículas de terreno existentes nas lamas. A betonagem dá-se por concluída quando o betão atingir a cota necessária para o correto saneamento da parede moldada.

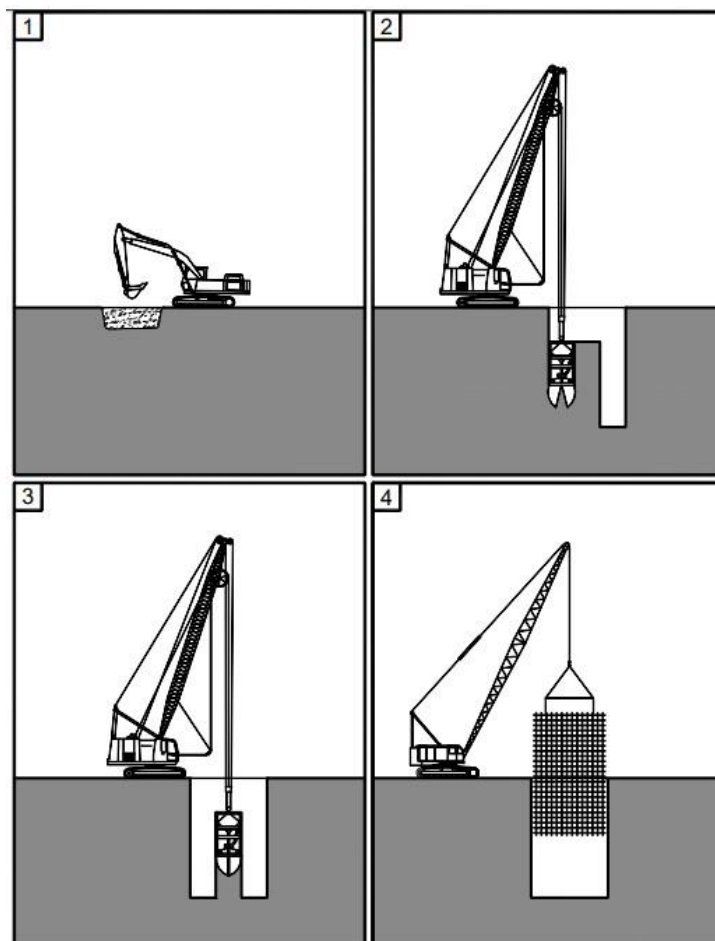


Figura 2.10 – Processo de execução de painéis de parede moldada (Mota-Engil, Fundações Especiais)

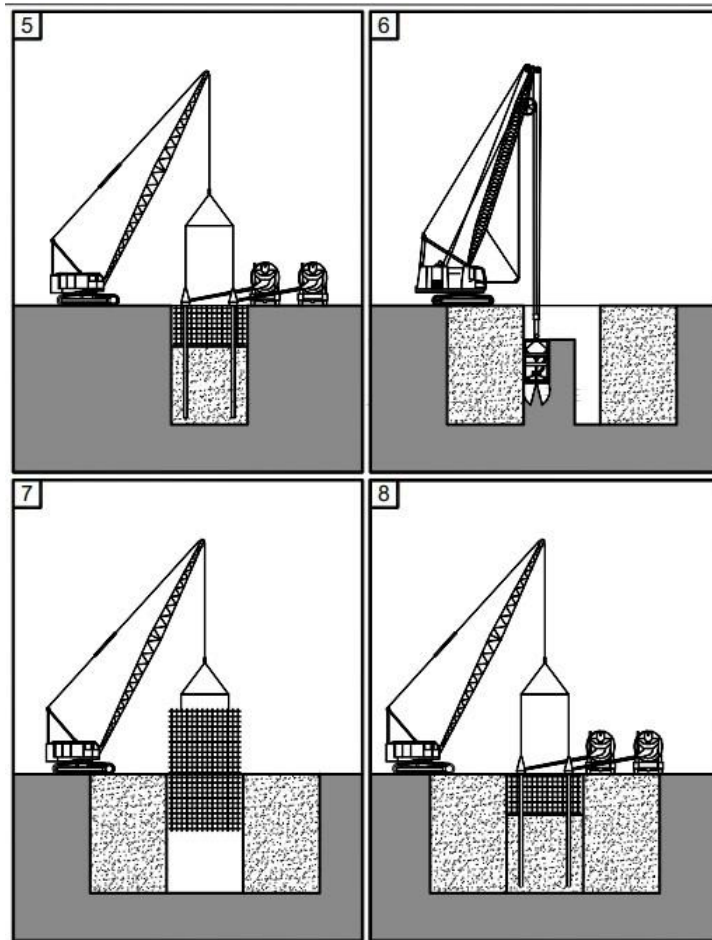


Figura 2.11 – Processo de execução de painéis de parede moldada (Mota-Engil, Fundações Especiais) (continuação).

CASO DE ESTUDO: PROLONGAMENTO DAS LINHAS AMARELA E VERDE DO METRO DE LISBOA, LOTE 2 - ACOMPANHAMENTO DA EMPREITADA

3.1 Enquadramento Geral da Empreitada

A obra do Prolongamento das linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa, Lote 2, está situada no distrito e cidade de Lisboa, Freguesia da Estrela, entre a nova Estação de Santos e a Estação do Cais do Sodré (*Figura 3.1*). O traçado da obra intersecta a Avenida D. Carlos, a Rua Dom Luís I, a Avenida 24 de Julho e a linha ferroviária de Cascais.

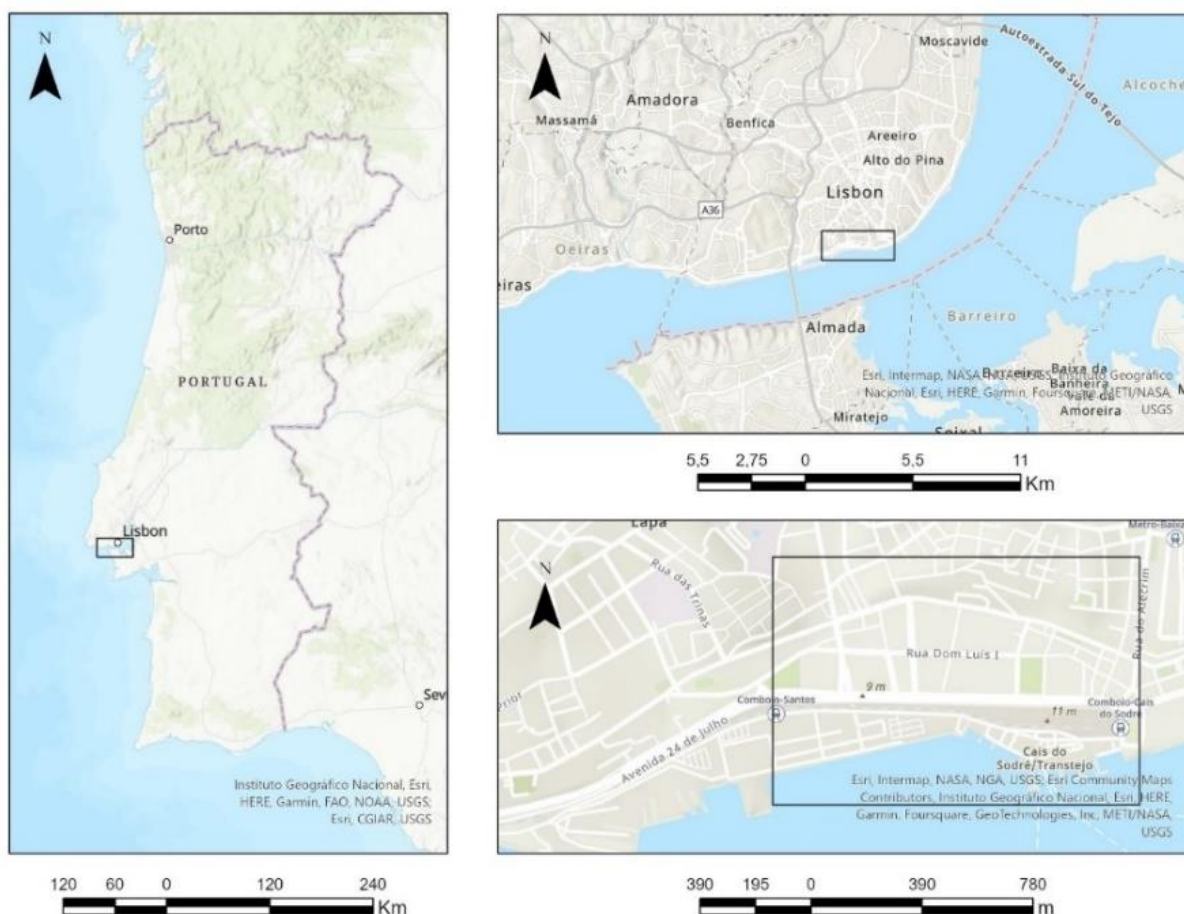


Figura 3.1 - Enquadramento geográfico da zona em estudo

O traçado do Lote 2 da linha do Metro desenvolve-se entre a Estação de Santos, que será construída no local onde se encontrava o edifício da 1ª Companhia do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa, no PK 1+400 a Estação do Cais do Sodré, no PK 1+984. Do PK 1+484,50 ao PK 1+567,00 prevê-se uma escavação a céu aberto materializada por uma cortina de estacas com 800 mm de diâmetro.

Na zona envolvente à futura estação de Santos, está prevista a execução de 200 microestacas com profundidades máximas de 40 m. Do PK 1+567,00 ao PK 1+630,00 está prevista a “Obra especial 3” que envolve a execução de colunas de *jet grouting* - colunas de cimento executadas por meio da desagregação do solo por injeção de calda de cimento a alta pressão - nas fundações da interferência 9 e 11. Do PK 1+567,00 ao PK 1+630,00, à data do início da escrita desta dissertação, já foram executados 75% dos painéis das paredes moldadas de 600 mm de espessura previstos. Do PK 1 + 780,00 ao PK 1+880,00, à data da do início da escrita desta dissertação, já foram executados 15% dos painéis de paredes moldadas de 800 mm previstos. Entre o PK 1+854,00 e o PK 1+984,00, troço final que faz a ligação a estação do Cais do Sodré, está previsto a execução de estacas e microestacas. Esta intervenção é denominada de “Obra Especial 7”.

No total, a obra prevê a execução 15 000 m^2 de parede moldada, 9 000 m de estacas, 4 500 m de ancoragens e 2 000 m de microestacas.

3.1.1 Estação Santos

A estação de Santos localiza-se no tardoz da Avenida Dom Carlos I, entre as Ruas das Francesinhas e a Travessa do Pasteleiro e está implantada sob as instalações do Regimento dos Bombeiros.

A zona assinalada a azul na Planta da Estação de Santos (*Figura 3.2*) refere-se à escavação a céu aberto, com recurso a contenção periférica, que tem como objetivo permitir a escavação até às cotas necessárias, enquanto minimiza os deslocamentos à superfície nas áreas circundantes da escavação. Por outras palavras, visa realizar uma escavação de forma segura e eficiente. A área assinalada a cinzento refere-se à escavação subterrânea, onde cada avanço da escavação segue-se a aplicação de suporte primário e revestimento primário.

A *Figura 3.3* representa uma vista tridimensional do projeto da Estação de Santos, destacando-se os seus componentes estruturais e elementos de contenção.



Figura 3.2 – Planta de Implantação da Estação de Santos e Processos Construtivos
(Fonte: RACS MSS PE STR EST ESN MD 83001)

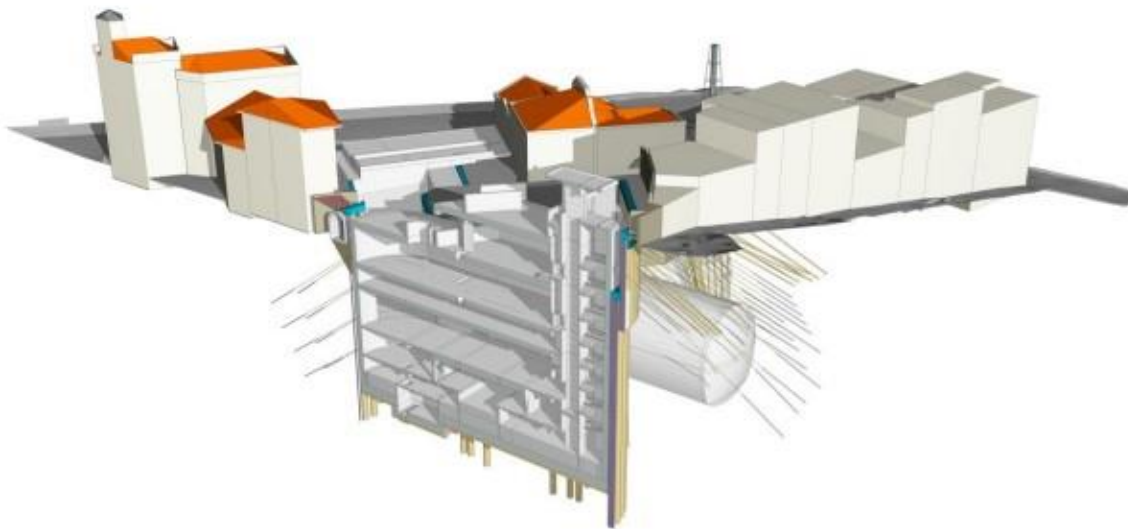


Figura 3.3 – Vista tridimensional da Estação de Santos - corte através do poço principal (Fonte: RACS MSS PE STR EST ESN MD 83001)

3.1.1.1 Poço central

A contenção periférica do poço de ataque será realizada com recurso a uma cortina de estacas em betão armado, com o diâmetro de 1000 mm, e dispostas com afastamento de 1,50

m entre eixos. O espaço entre as estacas será preenchido com 15 cm de betão projetado, reforçado com fibras metálicas, como ilustrado na *Figura 3.4*. Esta cortina proporciona capacidade de suporte para profundidades de escavação variáveis até à profundidade de 40,00 m (cota -18,00 m).

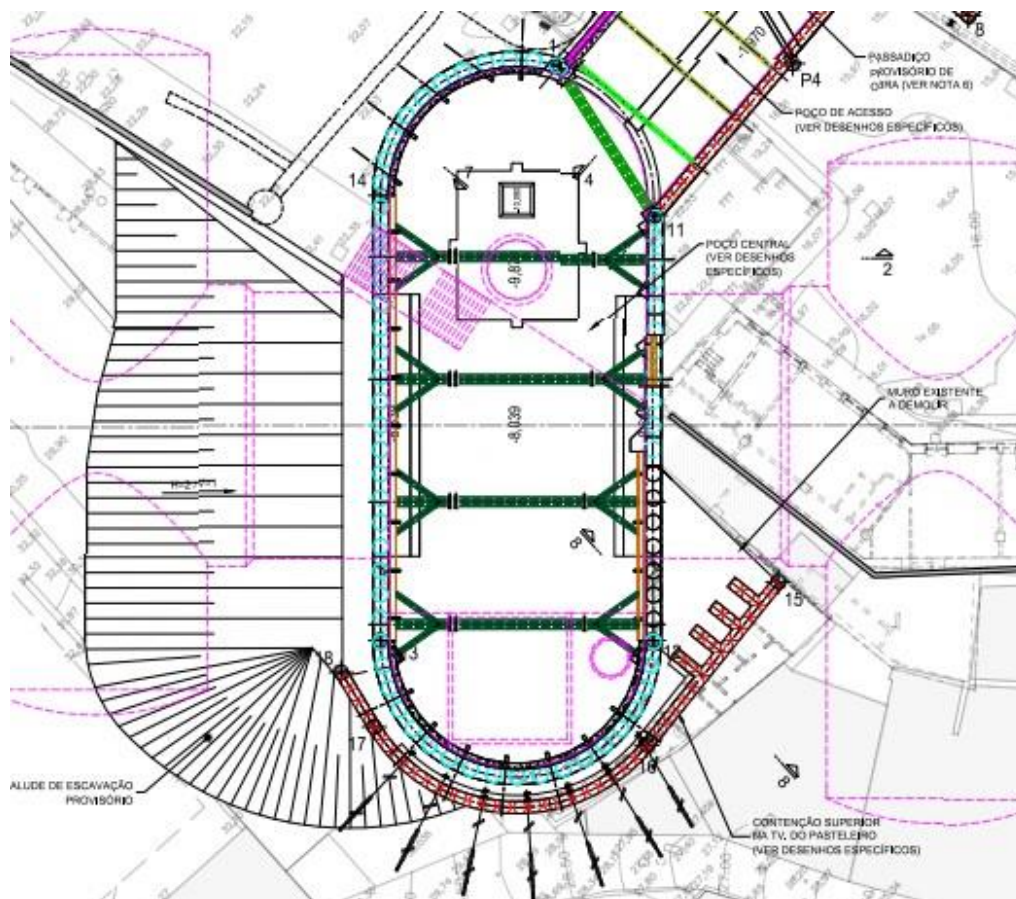


Figura 3.4 – Contenção periférica do poço central da Estação Santos - Planta de dimensionamento (Fonte: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23301)

Face às solicitações da cortina de estacas e da altura das terras a conter, adotou-se um encastramento mínimo de 5,00 m nas formações Cretácicas que têm capacidade de resistência e de deformabilidade adequadas. As estacas próximas as galerias terão um encastramento mínimo de 10,00 m, devido à sua função de suporte e contenção acima da zona de interseção. A cortina de estacas será executada de acordo com o procedimento operacional do departamento de Fundações Especiais da Mota-Engil, Engenharia e Construção, S.A.

Na zona poente do recinto de escavação, não foi possível a execução em talude devido à proximidade dos edifícios e da Travessa do Pasteleiro. Foi então necessário prever a execução de uma cortina de estacas adicional materializada por estacas em betão armado com diâmetro de 800 mm e afastamento médio de 1,00 m. A semelhança da cortina do poço central

também se prevê a execução de betão projetado reforçado com fibras metálicas para a proteção do terreno entre as estacas, com espessura total de 10 cm. A cortina é ancorada provisoriamente.

O equilíbrio horizontal da cortina do poço central será assegurado através de escoramentos metálicos e ancoragens provisórias. Os escoramentos serão do tipo perfis metálicos HEB 400 a 550 com geometria tipo pé de galinha. As ancoragens serão constituídas por cabos de aço de alta resistência constituídas por 5 e 6 cordões de 0,6". Os furos têm 150 mm de diâmetro e as ancoragens terão um comprimento livre variável, entre 10 e 23 m, por forma a garantir a posição do bolbo de selagem em terrenos competentes com características resistentes adequadas à receção das cargas. O comprimento de selagem será de 6,0 e 7,0 m e será executado através do sistema de IR (Injeção Repetitiva, com recurso a obturador e multiválvulas antirretorno). As ancoragens terão inclinações variáveis e um valor de tração de 650 kN, após perdas instantâneas.

A execução das ancoragens também será feita de acordo com procedimento operacional do departamento de Fundações Especiais da Mota-Engil, Engenharia e Construção, S.A. A descrição da execução das ancoragens será feita com maior pormenor no Capítulo 3 desta dissertação.

De forma a garantir um bom funcionamento das ancoragens e da cortina de estacas, será executada uma viga de coroamento, em betão armado, com largura de 1,00 m e altura compreendida entre 1,0 m e 1,50 m na zona de interseção com a galeria.

Serão também executadas vigas de distribuição à cota dos diferentes níveis de travamento de forma a obter uma distribuição adequada dos esforços e um travamento efetivo de todas as estacas. A posição dos níveis de travamento foi determinada em função da cota das lajes da estrutura definitiva evitando possíveis incompatibilidades. As vigas de distribuição terão secções de 0,55 m de largura e 0,80 m de altura. A ligação entre a viga e a estaca será assegurada por ferrolhos devidamente selados e dimensionados.

À cota +10,33 m, o travamento das estacas será garantido por uma laje de betão armado que será integrado na estrutura definitiva, e respetiva viga parede também em betão armado com ferrolhos selados as estacas.

Também se prevê a execução de drenos sub-horizontais entre as estacas, com inclinações na ordem dos 5°, 3,0 m de comprimentos e 100 mm de diâmetro. Os drenos têm como função assegurar a drenagem interna do maciço por gravidade, prevenindo impulsos hidrostáticos.

Na *Figura 3.5* observa-se um modelo tridimensional da Estação de Santos com um corte longitudinal no local do poço central e na *Figura 3.6* observa-se um corte longitudinal do modelo tridimensional da contenção periférica.

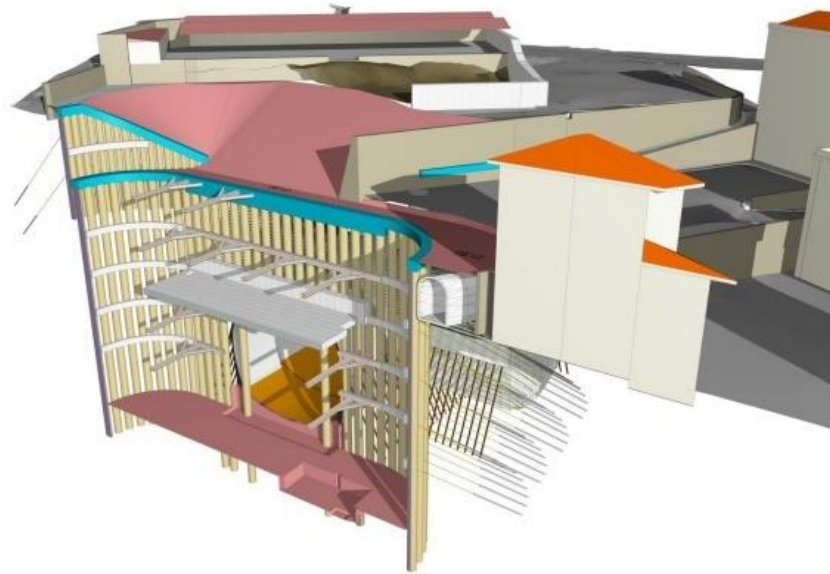


Figura 3.5 - Modelo tridimensional da Estação de Santos - Corte longitudinal do poço central (Fonte: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23307)

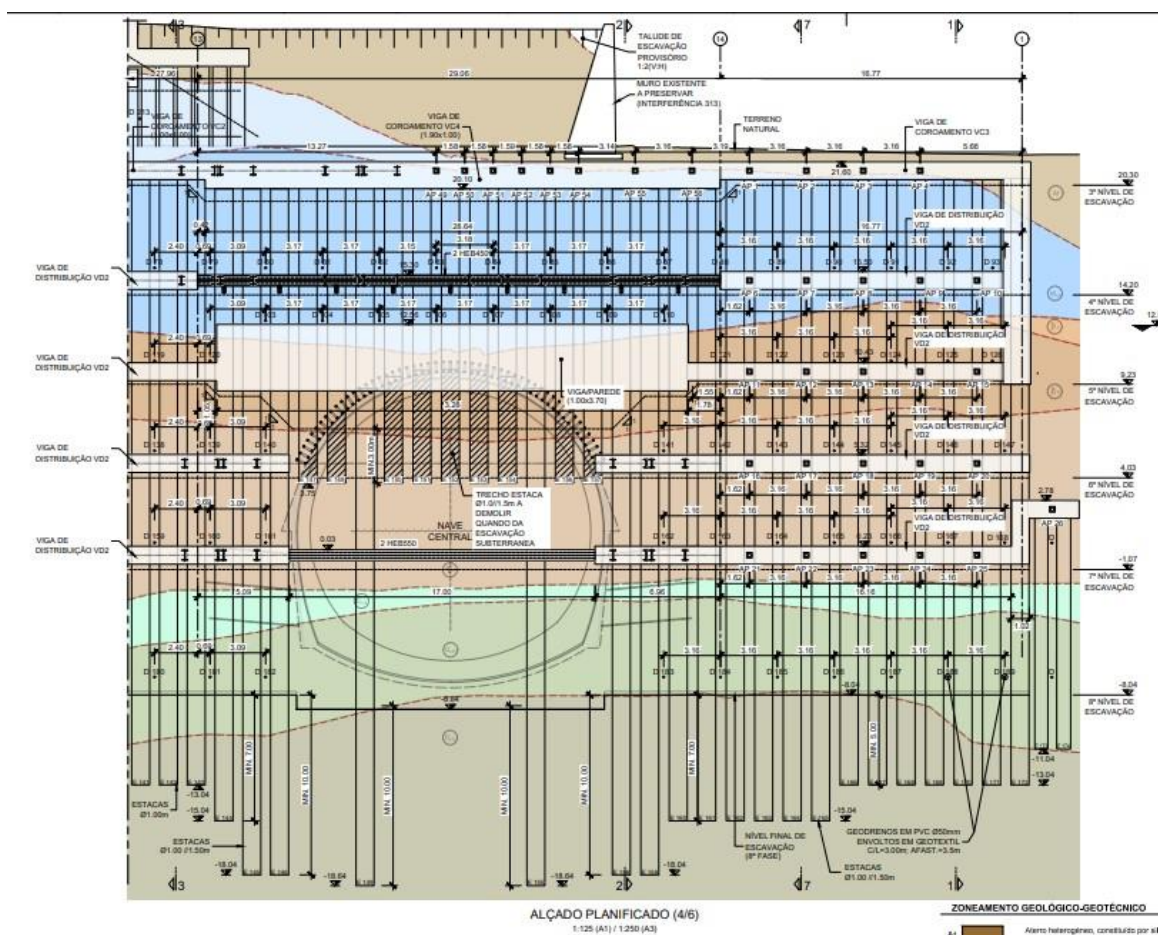


Figura 3.6 - Contenção periférica do poço central da Estação de Santos - Alçado planejado na zona da interseção com a galeria (Fonte: RACS MSS PE GEO EST ESN DW 23307)

cargas. A viga de coroamento terá uma largura de 0,8 m e 1,0 m de altura, já as vigas de distribuição terão 0,80 m de altura e 0,40 m de largura. A ligação viga-estaca será assegurada por ferrolhos com dimensionamento adequado.

O equilíbrio horizontal do poço de acesso é integralmente assegurado por escoramentos metálicos do tipo HEB. Assim como no poço central, os escoramentos foram posicionados em função das cotas das lajes de estrutura definitiva.

Prevê-se igualmente a execução de drenos sub-horizontais na cortina de estacas com o objetivo de garantir a drenagem e o escoamento das águas do maciço na contenção periférica. Os drenos têm 3,0 m de comprimento e diâmetro de 100 mm.

3.1.2 Trincheira Santos-Cais do Sodré

O troço executado com escavação a céu aberto está localizado entre o PK 1+484,50 e o PK 1+984,273 (Figura 3.8). Inicia-se na Rua da Esperança e termina com a ligação ao Término da Estação do Cais do Sodré. Este troço intersecta as denominadas “Obra Especial 3” e “Obra Especial 7”, que não serão abordadas na presente dissertação.



Figura 3.8 - Vista em planta sobre ortofotomapa da implantação do traçado de escavação a céu aberto (Fonte: RACS MSS PE GEO TUN T35 MD 28101 0)

De forma a responder às diferentes solicitações geológicas e geotécnicas do terreno ao longo do traçado, foram implementadas estruturas de contenção adaptadas a cada caso, de forma a maximizar o rendimento da sua execução e diminuir a perturbação no meio envolvente.

especial 7" optou-se pela espessura de 800 mm. O travamento horizontal da estrutura contenção será assegurado por escoras metálicas do tipo HEB que incluem vigas de distribuição.

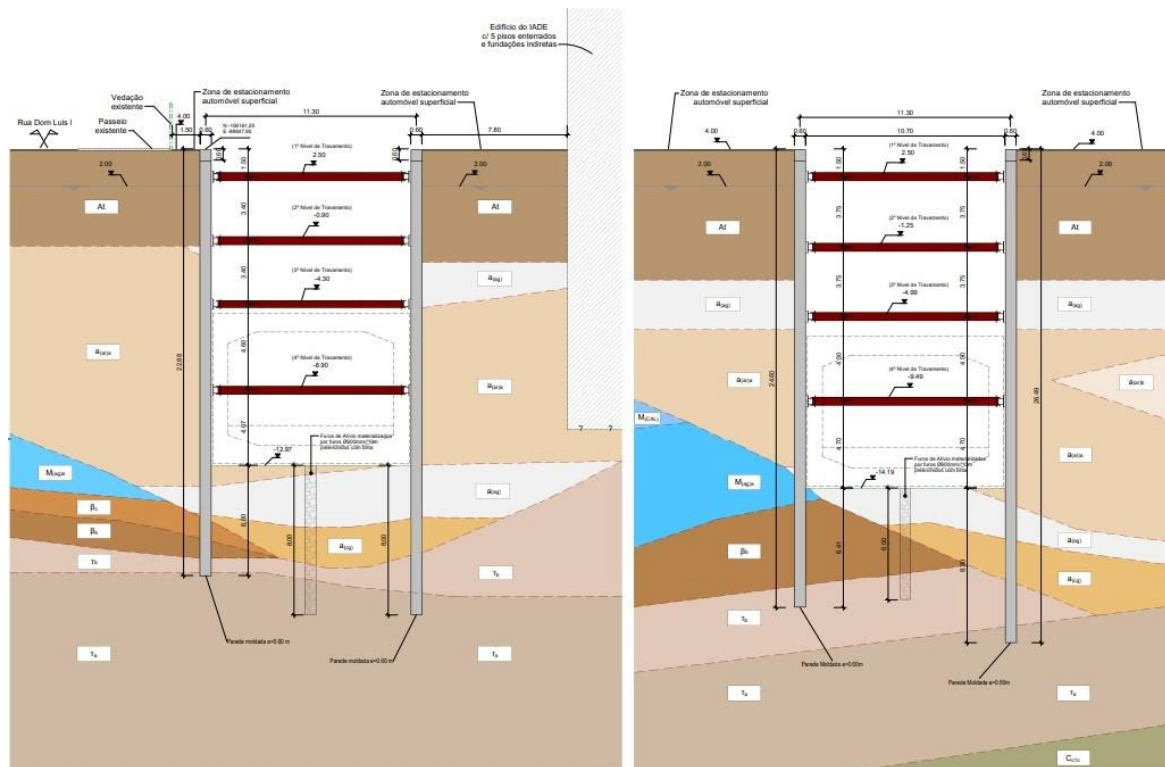


Figura 3.10 – Corte Transversal CT PK 1+643 (à esquerda) e Corte Transversal PK 1 +675 (à direita) (Lisboa, Projeto de execução - RACS MSS PE GEO TUN T35 DW)

3.2 Enquadramento Geológico

3.2.1 Estratigrafia

A cidade de Lisboa está situada na Orla Mesocenozóica Ocidental e é caracterizada pela alternância de rochas de diferentes litologias e idades geológicas, influenciadas por falhas e dobramentos importantes, numa região estuarina onde as margens do Rio Tejo apresentam características geológicas distintas. A região de Lisboa apresenta uma estrutura geológica predominante em monoclinal para S e SE que, associada à diversidade litológica e aos efeitos da erosão, lhe confere um relevo vigoroso e litoestratigrafia diversificada. Essas características são reflexo de uma história geológica bastante variada.

Parte da zona ribeirinha da cidade de Lisboa, em particular a área de Santos – Cais do Sodré, foi construída sobre aterros que modificaram a geomorfologia natural da região devido à expansão da cidade em direção ao rio.

A área em estudo encontra-se caracterizada na folha 34-D Lisboa da Carta- Geológica de Portugal (escala 1:50 000), editada pela Unidade de Geologia, Hidrogeologia e Geologia Costeira, do Laboratório Nacional de Energia e Geologia – LNEG (Figura 3.11).

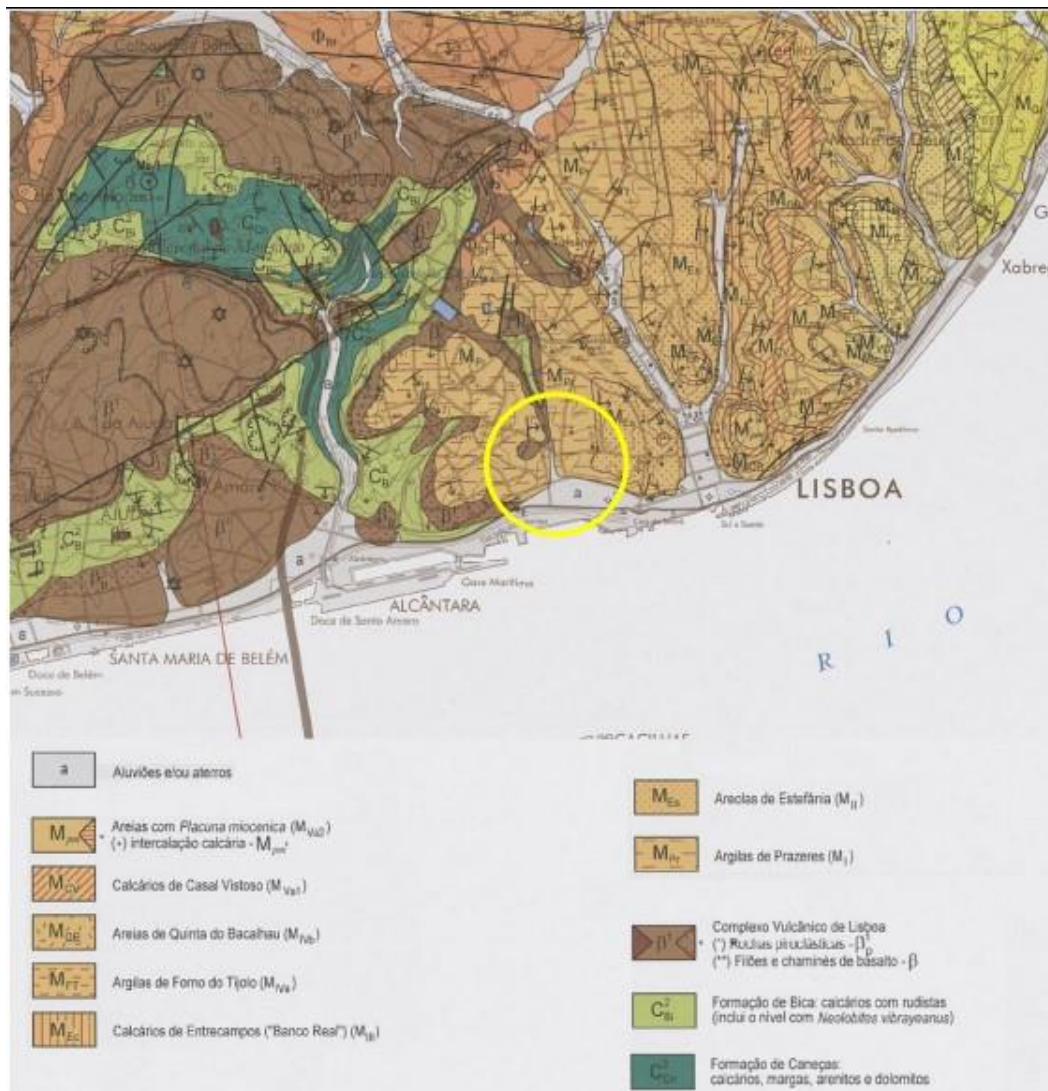


Figura 3.11 – Extrato da folha 34-D (Lisboa) à escala 1:50 000 da Carta Geológica de Portugal

Segundo a Folha 34-D da Carta Geológica de Portugal (Figura 3.11), podem ser definidas na área de estudo, do topo para a base, as seguintes unidades litoestratigráficas:

- **Holocénico**
 - Depósitos de aterro

Trata-se de depósitos constituídos por materiais muito heterogéneos, predominantemente argilosos, arenosos ou argilo-arenosos, que podem conter blocos de grandes dimensões e, eventualmente, vestígios de atividade humana, tais como, pedaços de vidro, cerâmica e materiais carbonizados.

- Depósitos aluvionares

Corresponde a um enchimento aluvionar associado ao Rio Tejo e a todas as linhas de água que a ele afluem. Trata-se de depósitos de origem fluvial e caracterizam-se por grande irregularidade e complexidade na estratificação. São constituídos essencialmente por areias, argilas arenosas ou lodosas e lodos arenosos a argilosos.

- **Miocénico - Argilas e calcários dos Prazeres (M_{Pr})**

A série Miocénica onde se insere a presente formação geológica compreende intercalações de formações detríticas e carbonatadas, dispostas em monoclinas, inclinadas suavemente para E-SE. Trata-se de uma unidade geológica constituída, essencialmente por argilitos siltosos e margosos, margas e calcários.

- **Neocretácico - Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL)**

O Complexo Vulcânico de Lisboa é constituído por uma sucessão de derrames lávicos, de natureza basáltica, a que se associam episódios efusivos, separados uns dos outros por níveis de materiais piroclásticos (brechas, aglomerados, tufos, cineritos e cinzas) formados na sequência da atividade explosiva dos episódios magmáticos. As formações de natureza basáltica são caracterizadas, essencialmente, por basaltos olivínicos compactos, basaltos brechóides e basaltos vacuolares, por vezes fraturados. As escoadas basálticas de topo da formação apresentam-se frequentemente muito alteradas com aspeto brechóide e textura anastomosada.

- **Cretácico - Complexo margo-calcário**

- Formação da Bica (Cretácico superior)

A formação subjacente ao CVL é constituída por um complexo sedimentar de origem continental atribuído ao Cretácico superior. Este complexo é caracterizado por uma alternância de fácies calcárias e margosas, formando estratos com espessuras variáveis, desde finos a médios. A formação compacta, com passagens de zonas de dissolução (carsificação) e, por vezes, cristalização de calcite. Observa-se também a existência de nódulos de sílex no seio dos calcários cristalinos desta formação geológica. A formação da Bica contacta inferiormente com a formação de Caneças, enquanto o seu limite superior se materializa através de uma superfície de paleocarsificação com os tufos do CVL.

- Formação de Caneças (Cretácico inferior)

Trata-se de uma unidade sedimentar, estratificada, constituída por alternâncias de calcários, margas, arenitos e dolomitos. Em função da natureza mais ou menos carbonatada das formações, que poderá variar lateralmente, podem ocorrer variações na espessura das formações e transições laterais de formações, nomeadamente de calcário margoso a margas calcárias a margas argilosas por diminuição do teor em carbonato. As camadas têm atitude concordante

com as camadas calcárias da formação da Bica (Cretácico superior) que se lhe sobrepõem estratigraficamente (Bento & Fortes, 2021).

3.2.2 Geomorfologia e tectónica

A região abrangida pela folha 34-D Lisboa da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000, insere-se principalmente na Bacia do Baixo Tejo. Essa bacia é caracterizada por afloramentos de sedimentos de idade cretácica e sedimentos mesozóicos intercalados com depósitos cenozóicos.

A evolução geodinâmica da região em estudo (*Figura 3.12*) compreende o desenvolvimento da Bacia Lusitaniana em regime extensivo, associado à abertura do Atlântico Norte durante o Mesozoico, seguindo-se os eventos magmáticos de instalação do Maciço Intrusivo de Sintra e Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL) no final do Cretácico. Por fim, ocorreu a inversão tectónica em regime compressivo associado à convergência Eurásia-África, durante o Paleogénico e o Neogénico.

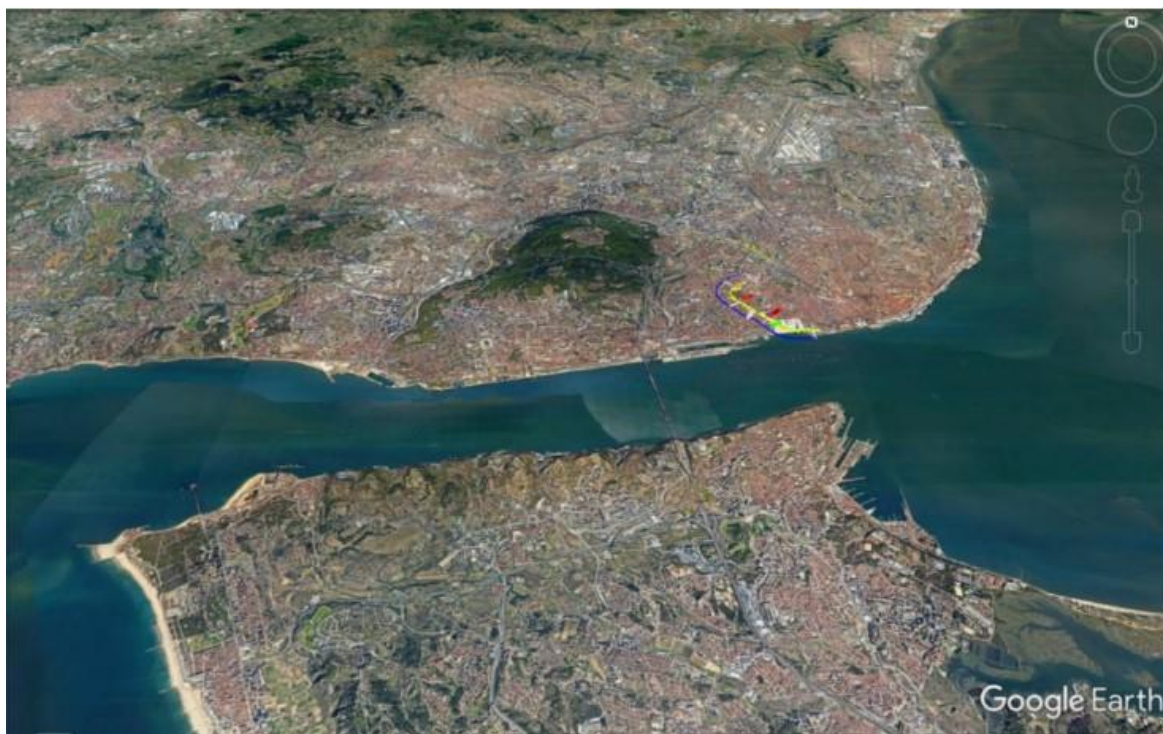


Figura 3.12 - Imagem ilustrativa da morfologia a 3D na envolvente da obra

A Bacia Lusitaniana corresponde a uma estrutura subsidente complexa, com direção N-S, gerada por extensão litosférica associada à abertura do Atlântico Norte durante o Mesozoico. Formou-se em três episódios principais de rifting, intervalados por períodos em que ocorreu subsidência regional ou, em oposição, levantamento generalizado.

Já a Bacia do Baixo Tejo corresponde a uma depressão tectónica complexa, alongada na direção NE-SW, que sofreu subsidência durante o Paleogénico (Eocénico superior e Oligocénico) e, principalmente, no Miocénico. Esta Bacia foi gerada em transpressão na dependência de um regime compressivo N-S a NW-SE que desencadeou a inversão tectónica da Bacia Lusitânica (Pais, et al., 2006).

3.3 Enquadramento Hidrogeológico

A zona de Lisboa onde se desenvolve esta obra encontra-se fortemente intervencionada por estruturas superficiais e enterradas, tais como, caves e parques de estacionamento. Estas estruturas provocaram alterações significativas, tanto na infiltração como no escoamento subterrâneo, alterando os padrões de infiltração e drenagem originais e naturais.

Para caracterizar as condições hidrogeológicas da zona em estudo, o Departamento de Geotecnia da Mota-Engil realizou uma campanha de prospeção hidrogeológica, geotécnica e ambiental nas formações geológicas presentes, que envolveu os seguintes trabalhos:

- 70 sondagens mecânicas (16 geotécnicas, 23 hidrogeológicas e 31 ambientais);
- Recolha de 13 carotes;
- 3 poços de inspeção;
- 250 ensaios de penetração dinâmica - SPT;
- 13 ensaios de molinete - FVT;
- 2 ensaios dilatométricos de Marchetti - DMT;
- 4 ensaios de penetração estática, com medição sísmica - SCPTu;
- 39 ensaios pressiométricos de Menard - PMT;
- 138 ensaios de permeabilidade de Lefranc;
- 5 ensaios de permeabilidade Lugeon;
- Recolha de 11 amostras indeformadas com amostrador tipo Shelby, para ensaios laboratoriais;
- Instalação de 38 piezómetros, com campanha de monitorização;
- Ensaios laboratoriais para caracterização física e mecânica dos terrenos, nomeadamente: a) análises granulométricas, limites de consistência, pesquisa de matéria orgânica, densidade das partículas sólidas, pesos volúmicos, ensaios de permeabilidade, ensaios de consolidação e ensaios triaxiais em solos; b) determinação de massas volúmicas, ensaios de compressão simples, ensaios com point load test e ensaios triaxiais em rocha;
- Recolha de amostras de água para análises laboratoriais, nas sondagens ambientais;
- Controlo expedito do pH, da temperatura e da condutividade elétrica da água de alguns piezómetros selecionados;
- 4 ensaios de bombagem em duas estações de ensaio;
- 2 ensaios de maré nas estações de ensaios de bombagem;

Estes estudos levados a cabo pela Mota-Engil identificaram as seguintes formações hidrogeológicas no local da obra:

1. Aquíferos de natureza granular, nas formações terrosas superficiais;
2. Aquitardos nas formações terrosas de natureza argilosa e em formações rochosas do Complexo Vulcânico de Lisboa.

Do ponto de vista da permeabilidade, as formações geológicas apresentam as seguintes características texturais:

1. Permeabilidade resultante da porosidade intergranular, ocorrente nas formações terrosas e no maciço miocénico (argilas e margas);
2. Permeabilidade do tipo fissural, ocorrente nas formações do Complexo Vulcânico de Lisboa e do Cretácico, que resulta do movimento de água através de fissuras;
3. Maciço misto (poroso e fissural) no maciço calcarenito, em que a permeabilidade resulta tanto dos vazios intergranulares como da fracturação das cavidades cársicas existentes no maciço;
4. Permeabilidade fissural a cársica na Formação da Bica (Cretácico superior).

No contexto hidráulico e estrutural, nestas formações ocorrem graus de confinamento variável, entre aquíferos livres e aquíferos semi-confinados.

Por último, mas não menos importante, o Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa (RMUEL) classifica a zona em estudo como de vulnerabilidade muito elevada às inundações e com suscetibilidade a efeito de maré direto (Cruz, 2021).

3.3.1 Ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc

O ensaio Lefranc consiste em criar uma variação súbita da carga hidráulica numa cavidade de dimensão conhecida, por adição de um determinado volume de água. Este ensaio pode ser conduzido sob carga constante ou variável, dependendo da permeabilidade do solo.

No caso dos ensaios com carga constante (*Figura 3.13*), o procedimento consiste em encher o furo de sondagem com água e medir o caudal necessário para manter esse nível constante ao longo do ensaio.

As medições de caudal absorvido devem realizar-se a cada 5 minutos, mantendo o nível constante à boca do furo de sondagem durante 45 minutos. Se a absorção de caudal for muito alta, devem fazer-se medições primeiro a cada minuto durante 20 minutos e depois a cada 5 minutos até completar os 45 minutos de ensaio. Os tempos de leitura ou a duração do ensaio podem ser ajustados devido à variabilidade na absorção de água.

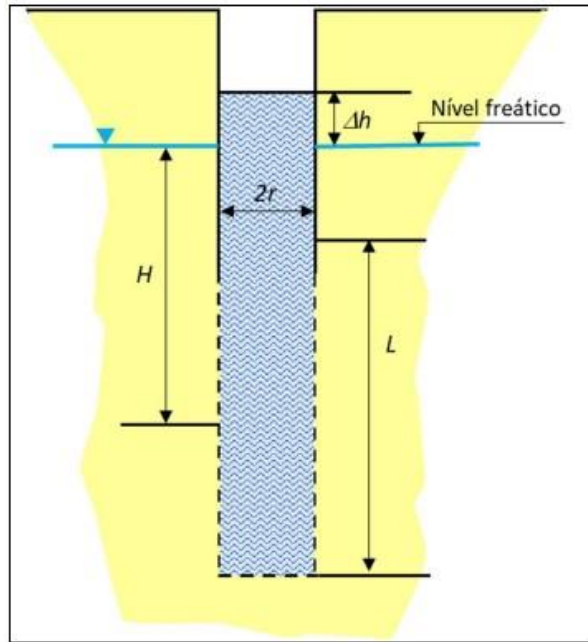


Figura 3.13 - Representação esquemática dos ensaios de permeabilidade a nível constante.

No caso de ensaios de carga variável (Figura 3.14), provoca-se a subida ou descida do nível de água no furo, e regista-se o movimento correspondente (descida ou subida) do nível ao longo do tempo até que o nível de água inicial seja restaurado. O cálculo da permeabilidade (k) para cada método é naturalmente efetuado com base em formulações distintas, conforme descrito em Hvorslev (1951) in "US Army Corps of Engineers Waterway Experimentation Station".

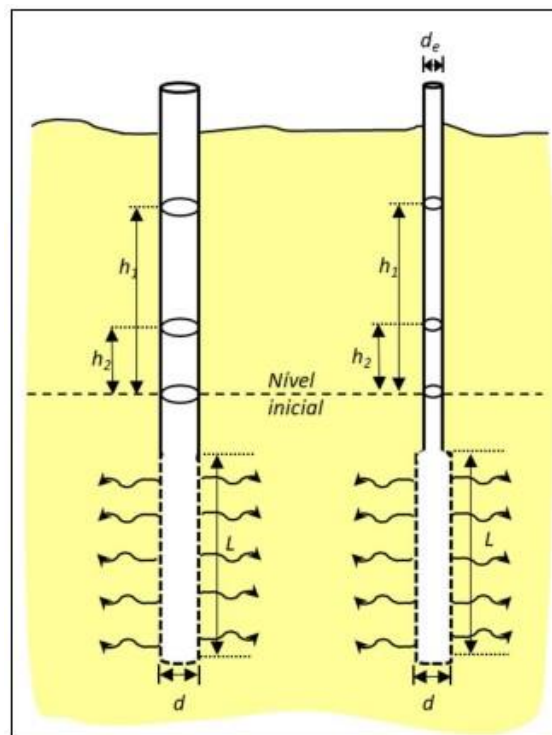


Figura 3.14 - Representação esquemática dos ensaios de permeabilidade a nível variável.

No caso de ensaios com carga constante, habitualmente realizados em solos com permeabilidade elevada, na interpretação dos resultados assume-se que o escoamento é laminar (lei de Darcy), que o meio é isotrópico e homogêneo e que o regime de escoamento é permanente. Nestas condições, o caudal é proporcional ao coeficiente de permeabilidade e à diferença de carga hidráulica Δh (diferença entre o nível hidrostático inicial e o nível de água acima deste durante a bombagem):

$$k = Q / (C \Delta h)$$

Onde Q representa o caudal absorvido (l/min), C representa o coeficiente de forma (m), L o comprimento ensaiado (m), e D (m) o diâmetro do furo na secção de ensaio (igual a 2r).

Por outro lado, no caso de ensaios a carga variável, habitualmente realizado em solos de baixa permeabilidade, o cálculo da permeabilidade é realizado com base no método de Hvorslev para aquíferos livres e no método de Cooper, Bredehoeft & Papadoulos para aquíferos confinados (Cruz, 2021).

No caso de aquíferos livres, o cálculo do coeficiente de permeabilidade é realizado através da expressão seguinte:

$$A = A \ln(h_1/h_2) / [C (t_1 - t_2)]$$

Onde A representa a área da secção, c representa o coeficiente de forma (m), h_2 e h_1 representam as alturas de água (com referência ao fundo do furo) nos tempos t_2 e t_1 , respetivamente, L o comprimento da zona filtrante (m), e D (m) o diâmetro do furo na zona filtrante.

O coeficiente de forma, C, indicado em ambas as expressões têm de ser avaliadas em função características geométricas da zona de ensaio. Para o caso de relações [comprimento (L) / diâmetro (D)] do trecho ensaiado superiores a 2, como é o caso no presente estudo esse coeficiente é calculado pela expressão seguinte:

$$C = 2\pi L / [\ln(2L/D)] \text{ (para } L/D > 2)$$

Para outras situações o fator de forma C é calculado segundo a expressão seguinte:

$$C = 2\pi L / \{\ln[L/D + ((L/D)^2 + 1)^{0,5}]\} \text{ (caso geral)}$$

No caso de aquíferos confinados, o método consiste na sobreposição de curvas de campo da variação da altura de água em relação à altura inicial (h/h_0) versus tempo com as curvas padrão (h/h_0) versus Tt/r_{tu}^2 , a partir das quais se obtém a transmissividade (T) (Cruz, 2021).

3.4 Enquadramento Geotécnico

3.4.1 Caracterização das unidades geotécnicas

Dada a complexidade geológica e geotécnica das formações presentes, bem como as características específicas da obra, a caracterização geológico-geotécnica foi dividida em maciço terroso e maciço rochoso, dadas as suas propriedades intrínsecas. Assim, na *Tabela 3.1* apresenta-se uma síntese das principais características geotécnicas dos tipos litológicos predominantes ao longo do traçado da obra.

Tabela 3.1 - Síntese das unidades geológicas consideradas no Estudo Geológico-Geotécnico (Bento & Fortes, 2021)

Estratigrafia	Formação Geológica	Simbologia	Descrição
Recente	Depósitos de Aterro	At	Aterro heterógeno, constituído por silte-arenoso, por vezes argiloso, com fragmentos líticos e cerâmicos, de cor castanho amarelado, com vestígios de vegetais;
	Depósitos Aluvionares	a(ar)	Depósitos aluvionares de natureza essencialmente arenosa
		a(ag)	Depósitos aluvionares de natureza essencialmente argilosa
		a(cg)	Depósitos aluvionares de natureza essencialmente cascalhenta
Miocénico	Argilas e Calcários dos Prazeres	M(ag)	Argilas cinzentas-esverdeadas
		M(Cal)	Calcarenitos fossilíferos, com passagens de calcários margosos
Neocretácico	Complexo Vulcânico de Lisboa	β	Basalto, com veios calcíticos, muito a medianamente alterado, intensamente a muito fraturado, cinzento escuro, por vezes com passagens de solo residual areno argiloso. Presença de serpentina/talco.
		τ	Tufos vulcânicos silto-margosos, avermelhados com veios esbranquiçados, por vezes silto-arenoso, com passagens fortemente argilosas ocorrem por vezes passagens fortemente argilosas (elevada plasticidade). Com passagens brechóides.
Cretácico – Complexo Margo-calcário	Formação da Bica	Cc1b	A parte superior do complexo caracteriza-se por calcário nodular amarelado a esbranquiçado com inclusões a passagens margosas frequentes, a parte inferior caracteriza-se por um calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes carsificados, umas vezes compactos outras vezes margosos, com passagens argilosas.

3.5.1.1 Maciço terroso

Foram considerados como maciços terrosos os materiais de aterro (At) existentes ao longo de todo o traçado em estudo, os depósitos aluvionares [a(ag), a(ar) e a(cg)], as unidades do substrato de natureza detrítica, tais como, as argilas da Formação dos Prazeres [M(ag)] e os tufos vulcânicos do CVL (τ).

Com base nos resultados disponíveis dos trabalhos de prospeção, incluindo os ensaios *in situ* e os ensaios laboratoriais sobre as unidades geológicas em questão, a *Tabela 3.2* apresenta uma síntese das características geotécnicas de cada unidade geológica que contacta com o local da obra.

Ensaio		Depósitos recentes				Formações do Substrato					
		Aterros	Aluviões			Formação dos Prazeres		CVL		Formação da Bica	
			At	a(ar)	a(ag)	a(cg)	M(ag)	M(Cal)	β		τ
Laboratório	% de Finos (<0,074 mm)	29	11-23	43-97	19	30-97	34	11-16	22-89	30-66	
	%<2m (<0,002 mm)	7	3-6	13-56	6	11-55	12	2	3-28	9-22	
	LL(%)	NP	NP	25-64	36	26-63	17	58	49-68	32-37	
	IP(%)	NP	NP	7-42	15	11-38	5	15-17	15-31	16-19	
	Classificação ASTM	SM	Principalmente SM (ocorrem ainda CL e SP-SM)	Principalmente ML e CL (ocorrem ainda CH e SC-SM)	SC	Principalmente SC e CL (ocorrem ainda CH)	SC-CM	SM e SP-SM	Principalmente SM e MH (ocorrem ainda CH e SP-SM)	CL e GC	
	VAM (g/100g)	-	0,5-1,1	1,4-9,1	1,2	1,4-5,6	1,5	1,9-2,0	1,3-12,2	1,0-1,62	
	G (kN/m ³)	-	26,9-28,9	24,7-28,2	29,1	27,2-28,3	27,0	29,5-30,0	28,2-30,2	27,4-27,6	
	γ_m (kN/m ³)	-	19,8-21,4	17,0-20,1	20,3	19,6-22,0	22,3	-	17,5-22,0	21,3-24,7	
	γ_d (kN/m ³)	-	15,5-18,3	11,4-18,4	17,3	15,3-19,7	20,5	-	13,7-19,5	20,9-24,2	
	W _{nat} (%)	-	15,0-28,6	22,9-48,4	17,0	10,9-28,4	88,0	16,8-20,1	10,6-29,8	2,0-36,0	
In situ	SPT	ΔN_{SPT}	1-60	3-45	1-60	2-60	8-60	35-60	44-60	25-60	60
		N _{SPT} Represent.	9	14	7	8	21	60	60	60	60
	PMT	P _L (MPa)	-	0,9 – 2,4	0,4	-	1,6 – 7,8	6,3 – 6,6	4,9 – 6,6	3,1 – 11,3	-
		E _M (MPa)	-	3,6 – 30,4	3,0 - 3,1	-	16,1 – 68,1	82,1 – 176,4	162,7 – 225,0	28,1 – 362,0	-
	Lefranc	m/s	10 ⁻⁷ a 10 ⁻³	10 ⁻⁶ a 10 ⁻⁴	10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁵	-	10 ⁻⁷ a 10 ⁻⁵	10 ⁻⁸ a 10 ⁻⁶	-	10 ⁻⁷	-

Tabela 3.2 - Síntese das características geotécnicas das formações terrosas intervenientes nas escavações (Bento & Fortes, 2021)

3.5.1.2 Maciço rochoso

Na *Tabela 3.3* apresenta-se uma síntese das principais características geotécnicas de cada formação / unidade geológica do maciço rochoso.

Tabela 3.3 - Síntese das características do maciço rochoso (incluindo resultados de ensaios sobre rochas brandas em unidades essencialmente terrosas) (Bento & Fortes, 2021)

Ensaio		Formação dos Prazeres		CVL		Formação da Bica		
		M(ag)	M(cal)	β	τ	Cc1b	Cc1c	
Laboratório	Compressão Uniaxial	w (%)	2,1-6,9	1,3-4,9	1,2-1,8	6,8-18,1	0,4-5	0,1-0,6
		γ_d (kN/m ³)	18,5-21,9	18,0-20,5	28,0-28,2	16,7-20,7	23,1-25,4	24,7-25,2
		σ_c (MPa)	3,6-19	5,1-18,1	6,1-61,7	12,0-14,1*	2,6-28,5	23,6-59,9
		E (GPa)	1,2	-	22	-	1,0-7,4	10,2-21,7
		Coef. Poisson	0,25	-	0,25	-	0,18-0,29	-
	Massa Volúmica	M _{real} (kN/m ³)	-	-	30,0	-	27,2	26,6-27,1
		M _{apa} (kN/m ³)	-	-	28,1	-	25,7	25,3-26,6
		n	-	-	6,3	-	5,4	1,9-5,7
		Absor. Água (%)	-	-	2,3	-	2,1	0,7-2,2
	Ultrassons	V _d (m/s)	2500	-	1300-5700	500-1000	1600-4100	5100-5400
		V _s (m/s)	-	-	-	-	4000-4100	5000-5300
	Expansibilidade	Axial (%)	-	-	-	5,6	0,01-1,5	0,01-0,07
		Radial (%)	-	-	-	7,0	0,01-0,22	0,01-0,14
	Ensaio de Carga Pontual (ISO)	Diametral	0,6	-	1,5	0,2-0,3	0,3-2,9	1,5-5,0
		Axial	0,7	-	-	0,2-0,7	0,7-2,8	1,0-5,0
		Irregular	-	-	2,7	0,8	1,4	3,8-5,8
	Classe de Abrasividade		-	Abrasiva	-	-	-	-
	Classe de Dureza		-	Branda	-	-	-	-

3.4.2 Classificação geomecânica de maciços rochosos

3.4.2.1 Classificação de Bieniawski (RMR)

Com base nas características e parâmetros geotécnicos anteriormente apresentados, o relatório geológico-geotécnico do projeto apresenta uma classificação geotécnica do maciço rochoso utilizando a classificação geomecânica de Bieniawski (ver *Tabela 3.4* e *Tabela 3.5*).

Os resultados referem-se às subzonas CC1b (calcários nodulares) e CC1c (calcários semicristalinos a cristalinos, com rudistas) da Formação da Bica e às rochas do CVL.

Tabela 3.4 - Resumo dos resultados da classificação Bieniawski (Bento & Fortes, 2021)

Parâmetros	Coeficientes									
	>250	(15)	100-250	(12)	50-100	(7)	25-50	(4)	<25	(2-0)
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	>250	(15)	100-250	(12)	50-100	(7)	25-50	(4)	<25	(2-0)
RQD (%)	90-100	(20)	75-90	(17)	50-75	(13)	25-50	(8)	<25	(3)
Espaçamento entre fracturas (m)	>2	(20)	0,6-2	(15)	0,2-0,6	(10)	0,06-0,2	(8)	<0,06	(5)
Condições das fraturas	Muito rugosas fechadas, sem alteração		Pouco alteradas, pouco rugosas, abertura < 1mm		Muito alteradas, pouco rugosas, abertura < 1mm		Enchimento argiloso, espessura <5 mm ou abertura 1-5mm, dia-clases contínuas		Enchimento argiloso, espessura >5mm ou abertura >5mm, dia-clases contínuas	
		(30)		(25)		(20)		(10)		(0)
Água subterrânea (caudal/10 m túnel)	Seco	(15)	<10 l/min	(10)	10-25 l/min	(7)	25-125 l/min	(4)	>125 l/min	(0)
Orientação das descontinuidades	Muito favorável (0)		Favorável (-2)		Razoável (-5)		Desfavorável (-10)		Muito desfavorável (-12)	
Classe do maciço	I		II		III		IV		V	
Descrição da qualidade do maciço	Muito boa (100-81)		Boa (80-61)		Razoável (60-41)		Fraca (40-21)		Muito fraca (<20)	

Formação da Bica

CVL - β

Tabela 3.5 - Aplicação da Classificação RMR de Bieniawski, 1989, à variação das características mais frequentes e/ou estimadas das principais formações atravessadas (Bento & Fortes, 2021)

Unidade	RMR	Classe	Descrição
β	17-49	V a III	Maciço rochoso muito fraco a razoável
Cc1b	<35	V-IV	Maciço rochoso muito fraco a fraco
Cc1c	30-55	IV a III	Maciço rochoso fraco a razoável

3.5.2.2 Geological Strength Index (GSI)

O índice GSI (Geological Strength Index), proposto por Hoek, Kaiser e Bawden (1995), fornece um valor que, quando combinado com as propriedades da rocha intacta, permite estimar as propriedades resistentes do maciço rochoso em várias condições geológicas. A aplicação desta classificação às principais formações rochosas atravessadas é apresentada na Figura 3.15 e Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resumo dos resultados da classificação GSI

Unidade	GSI adotado
β	18 a 50
Cc1b	25 a 55
Cc1c	

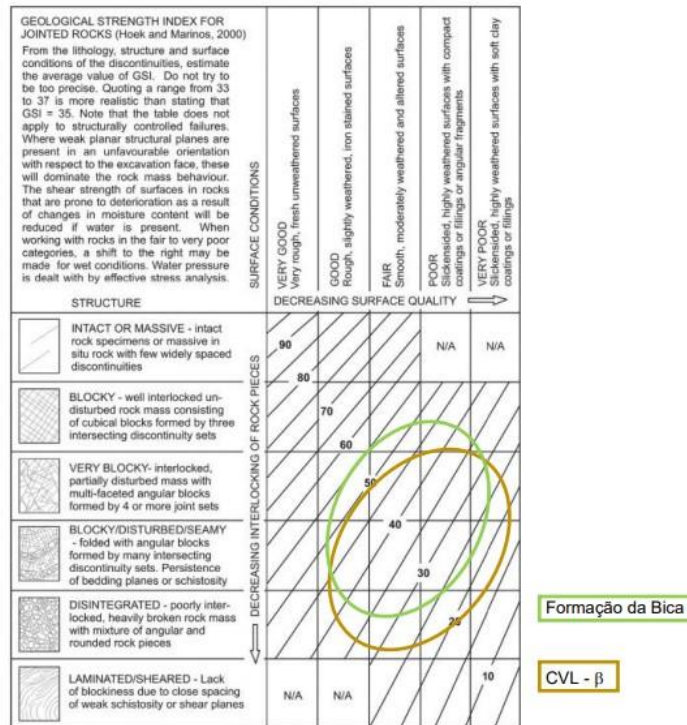


Figura 3.15 – Classificação GSI das principais formações rochosas atravessadas (Bento & Fortes, 2021)

3.4.3 Zonamento geológico-geotécnico

O zonamento geológico e geotécnico foi desenvolvido com base no valor de N_{SPT} e no grau de alteração (W).

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é amplamente reconhecido e utilizado como o principal ensaio geotécnico para caracterização "in situ". Há uma vasta experiência acumulada que resultou numa bibliografia extensa sobre sua aplicação em diversos contextos geológicos.

Este ensaio permite a avaliação da resistência de solos e rochas brandas, através do número de pancadas necessárias para cravar, no interior de um furo de sondagem, um amostrador normalizado, por ação da queda de um pilão com 63,5 kg de uma altura de 76 cm. Geralmente, o espaçamento entre ensaios dentro de um mesmo furo é de 1,5 m, embora sejam admissíveis outros intervalos.

O resultado do ensaio (N_{SPT}) corresponde ao número de pancadas necessário para fazer penetrar o amostrador 30 cm. De modo sumário, a penetração do amostrador normalizado é efetuada em duas fases: a primeira fase consiste na cravação de 15 cm, para ultrapassar o efeito de remeximento do terreno pela ferramenta de sondagem, já a segunda fase consiste na cravação de mais 15+15cm. O valor de N_{SPT} corresponde ao número de pancadas necessário para cravar os 30 cm da segunda fase. No caso de se atingirem 60 pancadas (“nega” do ensaio), tanto na primeira (15 cm) como na segunda fase (15+15 cm), o ensaio é dado por terminado, anotando-se a penetração do amostrador no terreno (Teixeira, 2021).

Os ensaios realizados no âmbito do estudo geológico-geotécnico seguiram a normalização europeia (ISO 22476-3:2005).

No zonamento distinguiram-se 5 zonas geotécnicas (Aluviões, Aterros, Complexo miocénico, Tufos do CVL e Basaltos do CVL), separando neste zonamento os diferentes complexos silto-estratigráficos atravessados pela obra (Figura 3.16). Já as características mecânicas das subzonas foram estimadas essencialmente a partir da observação dos boletins de sondagem e respetivas fotografias, bem como dos testemunhos das sondagens e sua classificação em termos de estados de alteração (W - ISRM), espaçamento da fracturação (F - ISRM) e percentagens de recuperação e RQD (Bento & Fortes, 2021) (Tabela 3.7).

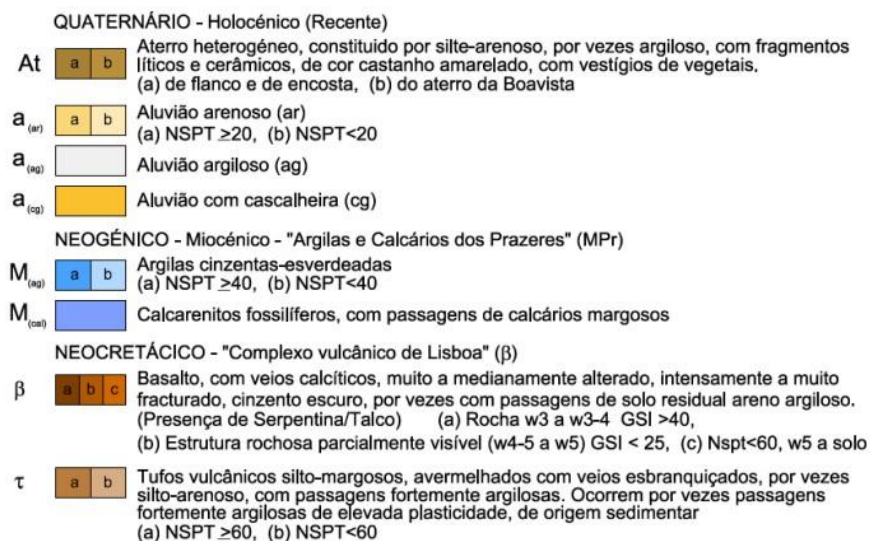


Figura 3.16 – Extrato do desenho RACS MSS AP GEO TUN T35 DW 280002, com as unidades e subunidades adotadas no modelo geológico e os critérios adotados para o seu zonamento (subdivisão em subunidades).

Estratigrafia	Complexos geológicos	Zona geotécnica	Sub-zona	Litologias	Descrição geotécnica	N _{SP1} (valor representativo e variação de valores)	σ _c (MPa)	W (SIMR)	F (SIMR)	GSI	
QUATERNÁRIO – Holocénico (recente)	Aluviões	a	a(ag)	Depósitos aluvionares de natureza essencialmente argilosa: Argilas silto-lodosas, argilas areno-lodosas e siltes argilo-arenosos, de cor castanho-escuro a cinzento-escuro, com frequentes restos coníferos	Solos finos, de consistência mole a dura, mais frequentemente de consistência média	7	-	-	-	-	
			a(ar)	B	Depósitos aluvionares de natureza essencialmente arenosa: Areias de granulometria extensa, de cor castanho-escuro a cinzento-escuro, com frequentes restos coníferos	Solos arenosos soltos a medianamente compactos	<20 (3-19)	-	-	-	-
				A	Depósitos aluvionares de natureza essencialmente cascalhenta: Seixo de calibre variável em matriz silto-arenosa, por vezes argilosa, esbranquiçada a cinza	Solos geralmente soltos a medianamente compactos a muito compactos	≥20 (20 a 45)	-	-	-	-
	Aterros de flanco de encosta	At	A	Aterro heterógeno, constituído por silte-arenoso, por vezes argiloso, com fragmentos líticos e cerâmicos, de cor castanho amarelado.	Aterros heterogéneos soltos a medianamente compactos	10	-	-	-	-	
			B	Aterro heterógeno, constituído por silte-arenoso, por vezes argiloso, com fragmentos líticos e cerâmicos, de cor castanho e cinzento escuro a negro, com possível componente orgânica.	Aterros heterogéneos com possível componente orgânica, muito soltos a medianamente compactos, frequentemente soltos	6	-	-	-	-	
NEOGÉNICO – Miocénico – MPr – Argilas e calcários dos Prazeres	"Argilas e Calcários dos Prazeres" - camadas de fácies argilosa	M	M(ag)	Argilas cinzento-esverdeadas	B	Argilas cinzentas-esverdeadas de consistência dura a rija	<40 (8-33)	-	-	-	-
					A	Argilas cinzentas-esverdeadas de consistência rija, passando localmente a rocha branda	≥40 (50-60)	3,6-19,0	-	-	-
	"Argilas e Calcários dos Prazeres" - camadas de fácies calcarenítica e/ou margosa, em geral fossilíferas	M(cal)	Calcarenitos fossilíferos acinzentados a amarelados, com passagens de calcários margosos	Biocalcarenito com comportamento de rocha branda pouco resistente	Em geral nega ou ensaio não realizável	5,1 a 18,1	W ₃₋₄ a W ₄₋₅	F ₃₋₄ a F ₄₋₅	-		
NEOCRETÁCICO – (CVL) Complexo Vulcânico de Lisboa	Tufos do CVL	τ	B	Tufos vulcânicos silto-argilosos, avermelhados com veios calcíticos, por vezes silto-arenosos, localmente com passagens fortemente argilosas e de natureza rochosa. Passagens brechóides em geral mais resistentes.	Tufos desagregados. Solos, compactos a muito compactos, resultantes da alteração dos tufos.	<60	-	-	-	-	
			A	Tufos compactos passando a rochas brandas. ⁹	≥ 60	2,3 a 16,9	-	-	-		
	Basaltos do CVL	β	C	Basaltos com veios calcíticos, cinza-escuro. Passagens anastomosadas, de aspeto brechóide	Solos residuais areno-siltoso muito compactos	<60	-	W ₅	-	-	
			B	Basaltos muito alterados e intensamente fraturados	Em geral nega ou ensaio não realizável	>6,1	W ₄₋₅ a W ₅	F ₄₋₅ a F ₅	<25		
			A	Basaltos medianamente alterados e muito fraturados	-	>15	W ₅ a W ₃₋₄	F ₃₋₄ a F ₄	>40		

Tabela 3.7 - Resultados do zonamento geológico - geotécnico (Bento & Fortes, 2021)

3.5 Recursos

3.5.1 Equipamentos

Os equipamentos e ferramentas utilizados no sistema de contenção subdividem-se de acordo com a sua funcionalidade ou objetivo, isto é, nos processos de escavação, betonagem e fabrico do fluído estabilizador:

- Grua Liebherr com capacidade para elevar cerca de 70 toneladas, nomeadamente para mobilizar a ferramenta de escavação. (*Figura 3.28*)
- Ferramenta de escavação: balde de maxilas ou *grab* de cabos (*Figura 3.19*)
- Tubos de junta (que também são movimentados e posicionados pela grua Liebherr) (*Figura 3.24*)
- Tubos trémie e gaiola para armazenamento dos tubos (*Figura 3.29*)
- Tremonha de receção de betão (*Figura 3.25*);
- Auto-betoneiras para descarga do betão;
- Depósito de bentonite (*Figura 3.20*)
- Misturadora;
- Mangueiras para circulação da bentonite;
- Desarenador;
- Arrancador (*Figura 3.26*)

3.5.2 Materiais

Os materiais utilizados em obra devem cumprir as seguintes especificações do projeto:

- **Betão:** Tipo C35/45, classe de exposição XC4, dimensão máxima de agregado igual ou inferior a 20 mm, classe de consistência S4, e caracterizado por valores de *slump* entre 18 e 21;
- **Aço:** Classe A500NR SD;
- **Fluído estabilizador:** Para a estabilização das paredes de escavação, utilizou-se bentonite como fluído estabilizador, especificamente do tipo BERKBENT 100. A bentonite é misturada com água na dosagem de 35 kg de bentonite por metro cúbico de água, devendo cumprir os seguintes parâmetros:
 - Densidade: menor que 1,10 g/cm³
 - Viscosidade: de 32 a 50 s
 - pH: entre 7 e 11

3.5.3 Mão de obra

A mão de obra necessária para a correta execução dos trabalhos desta especialidade envolve:

- 1 Diretor de obra (não permanente);

- 1 Encarregado geral (não permanente);
- 1 Encarregado / chefe de equipa;
- 1 Condutor manobrador (com a observação de que o encarregado também deve ter competência para manobrar a máquina);
- 3 Ajudantes de manobrador.

3.6. Metodologia Construtiva na Execução de Parede Moldada

A solução adotada na execução da trincheira que irá fazer a ligação entre a estação de Santos e estação do cais do Sodré consiste numa contenção em painéis de parede moldada, com 600 mm de espessura num primeiro troço e 800 mm num segundo troço que faz a ligação à estação do Cais do Sodré.

Os painéis são executados numa determinada sequência, de acordo com as tipologias de painéis definidos no projeto. A sequência de execução corresponde a um avanço alternado entre painéis de arranque, de continuidade e de fecho. Regra geral, os painéis de arranque apresentam 1,80 m de largura, os de continuidade 5,0 m e os de fecho 3,40 m (*Figura 3.17*), já a largura dos painéis pode variar consoante as necessidades da obra. A profundidade média dos painéis é de 25 m, mas é variável ao longo do traçado. Todos os painéis garantem uma fixação de pelo menos 6 m no substrato competente ($N_{SPT} > 60$) localizado abaixo do fundo da escavação.

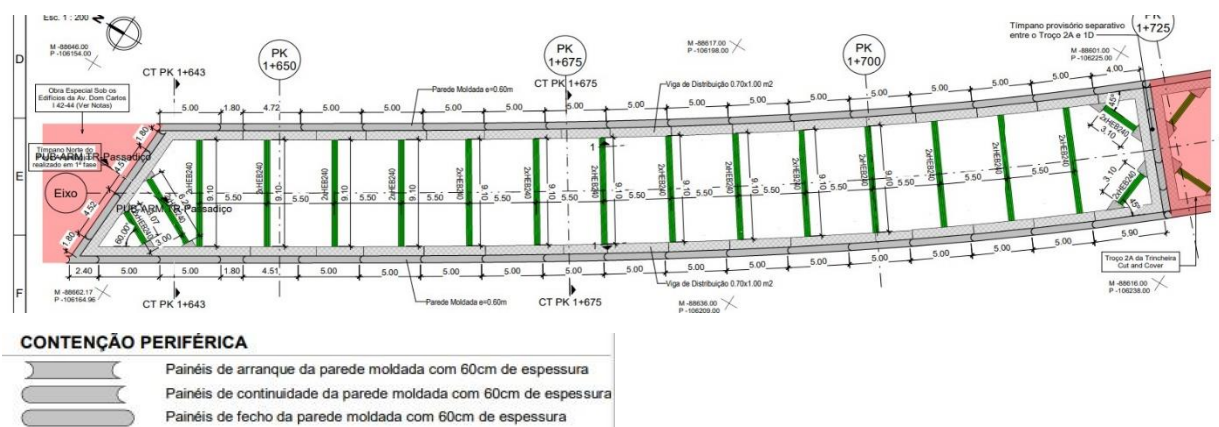


Figura 3.17 - Planta troço 1A e respetiva legenda (RACS MSS PE GEO TUN T35 DW 28001 D)

O processo de execução da parede moldada é constituído por seis etapas: 1. Implantação, 2. Execução de muro guia, 3. Escavação da vala, 4. Colocação da armadura, 5. Instalação de coluna de betonagem, 6. Betonagem.

O processo de implantação assemelha-se ao procedimento descrito no capítulo 3.2.2. O muro-guia é construído em betão armado, com espessuras em torno de 200 mm, e afastamento

de 0,65 m para paredes de 600 mm e de 0,85 m para paredes de 800 mm. Este afastamento permite uma folga de 0,05 m entre a parede de contenção de modo a facilitar a entrada do balde de maxilas e a introdução da armadura na escavação. Os muros são executados diretamente contra o terreno para evitar perdas de bentonite e/ou excesso de consumo de betão durante a betonagem. A construção do muro inicia-se com a escavação de uma vala (*Figura 3.18*), seguida pela montagem da armadura, instalação da cofragem no interior da vala, e culminando na betonagem.



Figura 3.18 - Execução de vala para a construção de um muro guia (à esquerda) e muro guia já betonado (à direita).

Uma vez executado o muro guia, procede-se a escavação da vala para a instalação dos painéis com recurso ao balde de maxilas (*Figura 3.19*). O balde de maxilas é uma ferramenta constituída por um balde com maxilas e dentes nas extremidades, que permitem a sua abertura e fecho, facilitando a escavação. A elevação do balde de maxilas é realizada com recurso à grua de rastros, através de um sistema de cabos de aço. A largura do balde de maxilas é de 3,0 m.

Durante a remoção dos detritos de escavação é utilizado um fluído estabilizador de modo a manter a estabilidade das paredes da escavação controlando as pressões hidrostáticas e os impulsos do terreno. O fluído estabilizador usado nesta empreitada são lamas bentonítica.

A escavação é preenchida com bentonite, à medida que a escavação vai progredindo ficando sempre a uma cota ligeiramente inferior à cota da plataforma. A cota de topo da bentonite deve ser constantemente controlada, dada a proximidade do Rio Tejo e a influência das marés. É imperativo que a cota de topo da bentonite fique sempre acima do nível freático, caso contrário, poderá haver colapso das paredes da escavação.

Uma vez atingida a cota de fundo do painel, procede-se à limpeza cuidadosa do fundo da escavação e à introdução das juntas metálicas redondas, um tubo para painéis de arranque e dois tubos para painéis de continuidade. Os tubos de junta têm diâmetro igual ao da respectiva parede.



Figura 3.19 – Início da escavação com recurso a um balde de maxilas (à esquerda) e remoção dos detritos da escavação e início da bombagem de bentonite para o interior da escavação (à direita).

Concluída a limpeza da escavação, inicia-se o processo de reciclagem da bentonite. Este processo é realizado de modo a garantir que a escavação é betonada em condições adequadas e de acordo com as especificações expressas na norma EN 1538:2010+A1. Consiste na separação de partículas com dimensões superiores às da argila com recurso a um desarenador. O circuito deste processo começa pela remoção da bentonite com impurezas, proveniente da escavação. De seguida, a mistura é reencaminhada para o desarenador e, por fim, é injetada novamente no depósito de bentonite com 16 m de diâmetro e 3 m de altura. A reciclagem fica completa com nova bombagem de bentonite, proveniente do depósito de bentonite, para dentro da escavação. Concluída a operação de limpeza da bentonite, realizam-se os respetivos ensaios de qualidade das lamas bentoníticas no painel a betonar.



Figura 3.20 - Depósito de bentonite

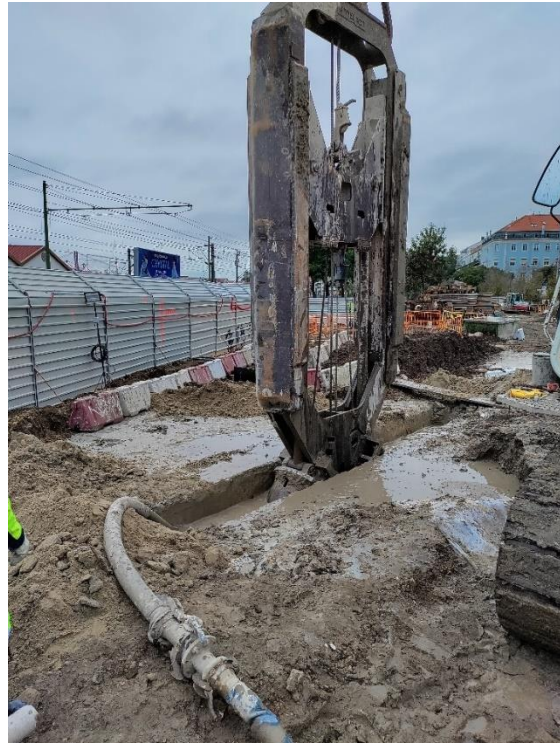


Figura 3.21 - Pormenor do balde de maxilas a efetuar a escavação da vala

Após a reciclagem procede-se a elevação e colocação dos tubos de junta (*Figura 3.24*) dentro da escavação com recurso a grua de rastros. Caso seja uma parede de arranque são colocados dois tubos nas extremidades do painel, caso seja uma parede de continuidade é colocado apenas um tubo na extremidade que não contacta com o painel adjacente. Nos painéis de fecho não se colocam tubos de junta, uma vez que já se encontram circunscritos lateralmente. Os tubos de junta são colocados de modo a não permitir que o betão ocupe espaço destinado a outro painel, garantindo uma melhor solidarização e impermeabilização entre painéis. Os tubos de junta são retirados, com recurso a um extrator (*Erro! A origem da referência não foi encontrada.*), após o betão ganhar presa, geralmente após 6 horas.

Após a colocação dos tubos junta é colocada a armadura de igual modo aos tubos junta. As armaduras têm um recobrimento mínimo de 70 mm, assegurado pelos espaçadores de modo a prevenir uma possível corrosão do aço. Contempla também uma abertura a meio para a passagem do tubo de betonagem e umas alças reforçadas para garantirem a elevação da mesma. As armaduras são colocadas na escavação, por troços, sendo a ligação entre elas realizada por um soldador (*Erro! A origem da referência não foi encontrada.*) Esta operação deve ser realizada em menor tempo possível.

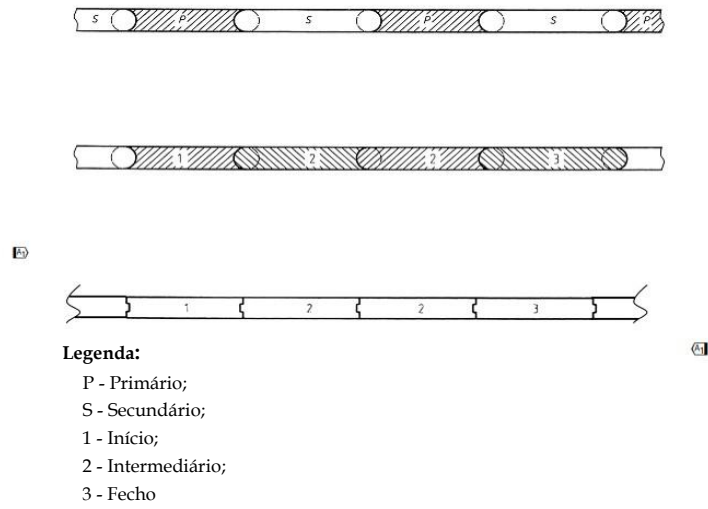


Figura 3.22 – Tipologias de painéis de parede moldada (EN 1538:2010+A1:2015)



Figura 3.23 – Soldura dos empalmes da armadura

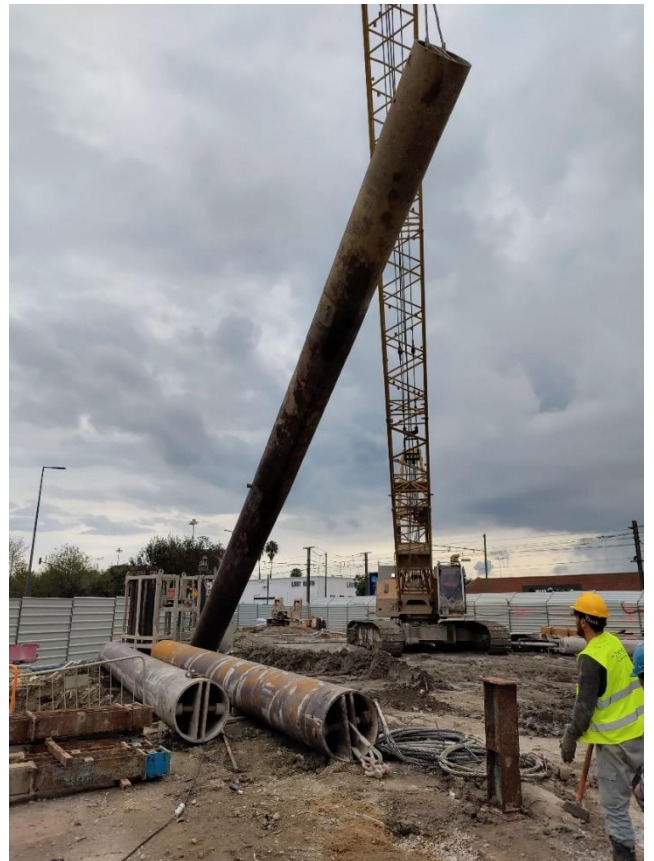


Figura 3.24 – Elevação dos tubos de junta

Colocada a armadura, procede-se imediatamente a instalação da coluna de betonagem (Figura 3.24), que deve ficar entre 20 e 30 cm do fundo da escavação e na extremidade superior acoplada a tremonha de receção de betão (Figura 3.25). Os tubos estavam sempre submersos 3 m no betão com objetivo de expulsar e substituir da base para o topo o fluido estabilizador, assim como garantir a homogeneização do betão ao longo de todo o painel. O nível do betão era controlado com recurso a uma sonda. À medida que o betão é colocado, a bentonite vai sendo retirada. A betonagem é sempre realizada do fundo da escavação para o topo, por descarga direta da betoneira.



Figura 3.25 - Tremonha de receção de betão

Durante o processo de betonagem é essencial garantir que todo o betão destinado ao painel se encontra em obra. Um desfaseamento temporal entre descargas das betoneiras pode originar níveis diferenciados de betão ao longo do painel. Nos painéis de elevada largura a betonagem era realizada com o auxílio de duas colunas de betonagem de modo a garantir a betonagem nas extremidades do painel. Passadas 6 horas após a última descarga de betão procede-se a remoção dos tubos de junta (nos painéis de arranque e de continuidade) com recurso a um arrancador apoiado pela grua de rastos (Figura 3.26).

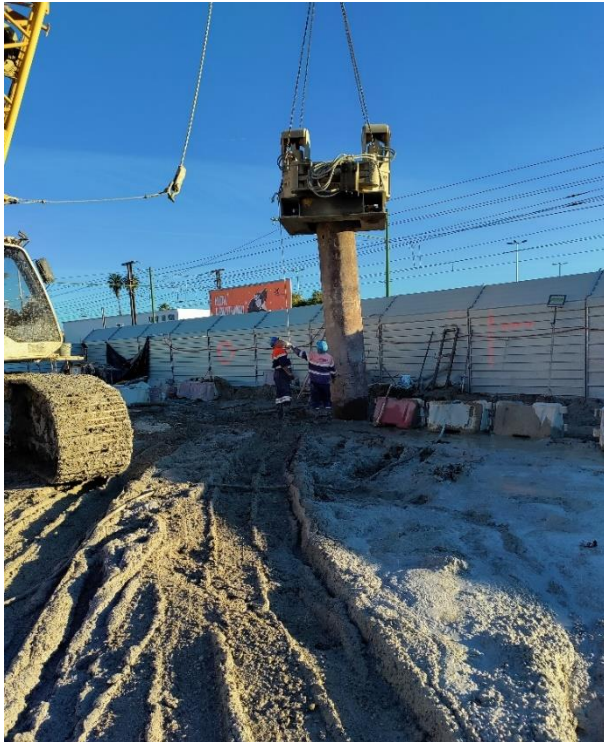


Figura 3.26 - Colocação do extrator para remoção do tubo de junta

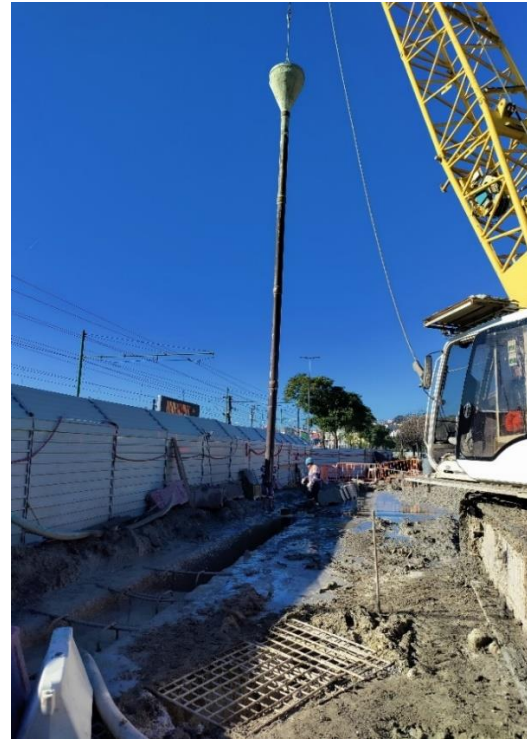


Figura 3.27 - Coluna de betonagem



Figura 3.28 - Grua Liehber



Figura 3.29 - Estrutura para armazenamento dos tubos de betonagem

3.7 Controlo de Qualidade

Em simultâneo com a execução de trabalhos especializados, são realizados ensaios de controlo de qualidade, de modo a aferir a conformidade dos materiais aplicados segundo as respetivas normas. Os ensaios são realizados no betão proveniente das autobetoneiras e nas lamas bentoníticas (fluido estabilizador da escavação).

O betão que chega a obra é submetido a dois ensaios: ensaio de resistência à compressão uniaxial a partir de provetes de betão e ensaio de abaixamento para medir a consistência do betão. Quanto às lamas bentoníticas, são realizados ensaios de qualidade após o fabrico da mistura e antes da betonagem, isto é, após a reciclagem estar completa. A bentonite reciclada (*re-use*) é aferida a sua densidade, viscosidade e pH. A bentonite pré-betonagem (*before concreting*) é sujeita a ensaios de densidade, viscosidade e teor de areia. Os valores obtidos devem estar em conformidade com os padrões apresentados na *Tabela 3.8*.

Propriedades (a)	Fases	
	Reciclada	Antes da betonagem
Densidade em g/cm^3	< 1,25	<1,15
Valor de Marsh em s (b)	32 a 60	32 a 50
Perda de fluido em cm^3	< 50	não aplicável
pH (d)	7 a 12	não aplicável
Teor de areia em % volume	não aplicável	< 4
Filtro "cake" em mm	< 6	não aplicável
(a) O valor de Marsh, a perda de fluido, o teor de areia e o filtro de cake podem ser medidos, por exemplo, utilizando os testes descritos na EN ISSO 13500.		
(b) O valor de Marsh é o tempo exigido para um volume de 946 ml para fluir através do orifício do cone. Um volume de 1000 ml pode ser usado, mas nesse caso, o valor de Marsh tem de ser ajustado.		
(c) A duração da perda de fluido pode ser reduzida para 7,5 min para testes de controlo de rotina. Porém, nesse caso, os valores da perda de fluido e o filtro de "cake" devem ser ajustados. A perda de fluido para um teste de 7,5 min é aproximadamente metade do valor obtido no teste de 30 min.		
(d) Valores indicativos		

Tabela 3.8 - Parâmetros da bentonite segundo a norma (EN 1538:2010+A1:2015)

3.7.1 Ensaio de abaixamento do betão fresco

Este ensaio permite determinar qual o abaixamento ou consistência do betão. Nos trabalhos de especialidade de parede moldada era pretendido uma classe de consistência S4, isto é um abaixamento entre 160 e 210 mm, de acordo com norma NP EN 12350-2 (*Figura 3.30*).

Para a realização do ensaio de abaixamento é necessário um Cone de Abrams com tronco-cónico com 20 cm de diâmetro na base, 10 cm de diâmetro no topo e 30 cm de altura. A base e o topo são abertos, paralelos entre si e normais ao eixo do cone. O cone possui duas pegas laterais e elementos de fixação ou abas para colocar os pés junto da base; um Varão de

compactação com secção transversal circular e 16 mm de diâmetro 6 600 m de comprimento; Funil para ser acoplado ao molde; Escala graduada de 0 a 300 mm e uma Placa/superfície não absorvente e rígida para servir de base ao molde.

O procedimento do ensaio consiste na recolha de uma amostra desagregada de betão proveniente da autobetoneira para um carrinho de mão. Posteriormente, o betão é colocado no molde em três camadas. De seguida compacta-se cada camada com 25 pancadas através do varão de compactação. Deve-se garantir uma distribuição uniforme das pancadas em cada secção transversal. No preenchimento e compactação da camada do topo, deve-se amontoar o betão acima do molde antes de iniciar a compactação. Depois da camada de topo ter sido compactada, procede-se à regularização da superfície de betão através de movimentos de rolamento com o varão de compactação. A desmoldagem deve ser executada entre 2 e 5 segundos, através de um movimento firme para cima sem transmitir movimentos laterais ao betão. Imediatamente após a remoção do molde, mede-se e regista-se o abaixamento h , que é determinado pela diferença entre a altura do molde e o ponto mais alto do provete que assentou (Figura 3.30 e Tabela 3.9)

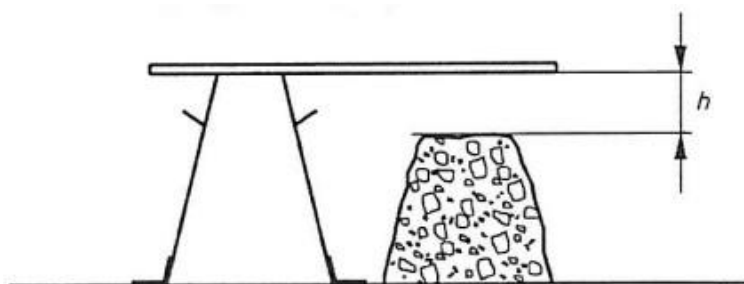


Figura 3.30 - Medição do abaixamento (NP EN 12350-2)

Classe	Abaixamento determinado de acordo com a EN 12350-2 (mm)
S1	10 a 40
S2	50 a 90
S3	100 a 150
S4	160 a 210
S5 ^{a)}	≥ 220

^{a)} Ver Nota 1 em 5.4.1

Tabela 3.9 - Classes de abaixamento (EN 12350-2)

3.7.2 Densidade da bentonite

A densidade das lamas bentoníticas é determinada com recurso a uma balança de lamas. A balança é composta por uma haste graduada com um copo. O ensaio consiste em encher o copo com bentonite, de seguida coloca-se o braço da balança sobre a sua base e ajusta-se o seu posicionamento até ao nível da balança estar equilibrado. Por fim regista-se o valor obtido.

3.7.3 Viscosidade da bentonite

A viscosidade da lama bentonítica é determinada com recurso ao funil de *Marsh*, que consiste num funil com um crivo (1/16") na sua parte superior para impedir a passagem de impurezas. O procedimento consiste no enchimento do funil com a bentonite a ensaiar, correspondente a 1 500 cm³ de lamas bentoníticas. De seguida procede-se à descarga cronometrada da bentonite até se atingir 946 cm³ de escoamento.

3.7.4 pH da bentonite

O pH da lama bentonítica é determinado com recurso a uma fita indicadora de pH de soluções. O procedimento consiste em mergulhar a fita na bentonite de ensaio, fazer um compasso de espera de cerca de 1 minuto para dar tempo para a reação química ocorrer e por fim compara-se a cor obtida com a paleta de cor padrão que indica os diferentes valores de Ph.



3.7.5 Teor de areia da bentonite

A percentagem (%) de areia na bentonite é medida com recurso a uma proveta. O procedimento consiste no enchimento da proveta com bentonite até a marca "*MUD TO HERE*" e completa-se com água até à marca "*WATER TO HERE*". Posteriormente, efetua-se uma agitação vigorosa, despejando-se a mistura no funil equipado com um crivo no topo, seguido pela lavagem da areia retida. Em seguida, coloca-se o funil na abertura da proveta graduada e inverte-se a mistura. Dessa forma, a areia que estava retida no crivo é transferida novamente para a proveta com a ajuda de um jato de água. Após a sedimentação da areia, regista-se a percentagem de areia no fundo da proveta, de acordo com a sua escala.

3.7.6 Fichas de controlo

Os avanços diários dos painéis de parede moldada são registados em fichas de controlo (FC) que se mostram nas figuras seguintes. A primeira ficha "FC Parede moldada" (*Figura 3.31*), diz respeito à construção de parede moldada propriamente dita, onde são registadas as cotas, metros de escavação, tipo de armadura e volume de betão aplicado. A segunda ficha "FC Betonagem" (*Figura 3.32*), apresenta um gráfico com as curvas e dados da betonagem,

assim como as guias dos carros de betão. Na ficha “FC Ensaios de bentonite” (Figura 3.33), são registados os resultados dos ensaios de bentonite e, por último, na ficha “FC Geologia” (Figura 3.34), são descritas as litologias atravessadas.

 METRO SANTOS SODRÉ AEF	FICHA DE CONTROLO PAREDE MOLDADA	 Metropolitano de Lisboa, E.P.E. FCPM Nº: _____	
EMPREGADA: PROJETO E CONSTRUÇÃO PARA O LOTE 2 – EXECUÇÃO DOS TOSCOS ENTRE A ESTAÇÃO SANTOS E O TÉRMINO DA ESTAÇÃO CAIS DO SODRÉ, PK 1+319,729 AO PK 1+984,273.			
BARRETA Nº _____			
FURAÇÃO:			
BVT – BOLETIM VERIFICAÇÃO TOPOGRÁFICA: _____			
INICIO ___/___/___ h ___ min FIM ___/___/___ h ___ min			
TRÉPANO _____ horas			
COTA DA PLATAFORMA: _____ COTA DO FUNDO DA BARRETA: _____			
DIMENSÕES DA BARRETA:			
ESPESSURA (m)	LARGURA (m)	PROFUNDIDADE (m)	ÁREA TOTAL (m ²)
_____	_____	_____	_____
ARMADURA:		Aço:	
TIPO DE ARMADURA: _____		Certif./vazamento Ø (mm)	
COTA DO TOPO DA ARMADURA: _____		_____	
RECOBRIMENTO: _____		_____	
_____		_____	
BETONAGEM:			
DATA ___/___/___ INICIO ___ h ___ min FIM ___ h ___ min			
DIMENSÕES DA BARRETA BETONADA:			
ESPESSURA (m)	LARGURA (m)	PROFUNDIDADE (m)	ÁREA TOTAL (m ²)
_____	_____	_____	_____
TIPO DE BETÃO _____ SLUMP _____		Guias n.º	
VOLUME REAL DE BETÃO (m ³): _____		_____	
VOLUME TEÓRICO DE BETÃO (m ³): _____		_____	
_____		_____	
OBSERVAÇÕES:			

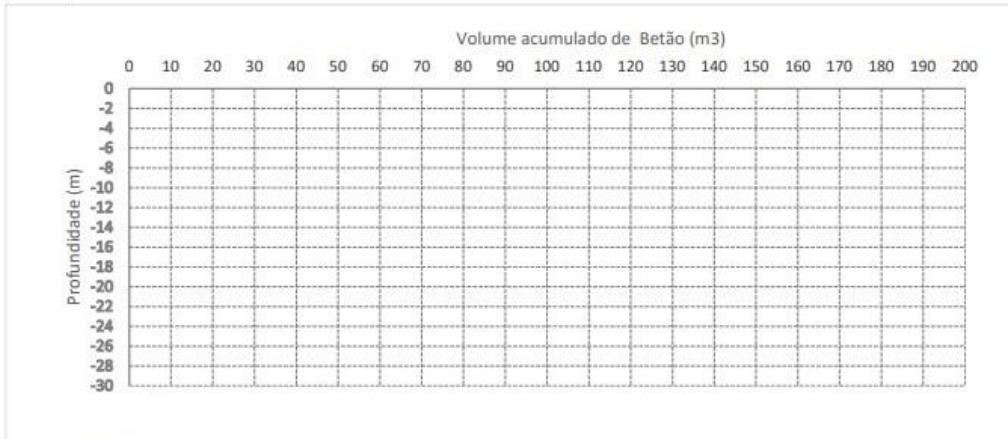
Subempreiteiro: Data: _____	MSS ACE: Data: _____	Fiscalização: Data: _____	

MSS.093.01

Figura 3.31 – Ficha de controlo de Parede Moldada

FICHA DE CONTROLO PAREDE MOLDADA BETONAGEM	
O. 14488 - Metro Lisboa	Data:

IDENTIFICAÇÃO DA ESTACA:										
Nº	Espessura	Largura	Comprim. total furado (m)	Data de execução						
BETONAGEM										
Data	Classe do Betão	Método de Betonagem	Cota do topo do Betão	Volume real de Betão	Volume teórico de Betão					
		Submerso c/ tremie								
Carro nº	Guia nº	Hora de saída da central	Slump (cm)	Recolha de cubos (S / N)	Altura de betão	Descarga		Volumes		Altura por Betonar
						Início	Fim	Unitário	Acumulado	
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										



OBSERVAÇÕES: _____

MOTA-ENGIL, S.A.	FISCALIZAÇÃO	CLIENTE
------------------	--------------	---------

BE488

Figura 3.32 – Ficha de controlo de Betonagem

3.8 Curvas de Betonagem

No presente subcapítulo são apresentados os dados e as curvas de betonagem das três tipologias de parede moldada, respetivamente para os painéis 1D-18, 2A-14.1 e 2A-24 (Figura 3.35 a Figura 3.43)

3.8.1 Painel 1D-18

Nº Painel	Tipo de Painel	Data	Espessura (m)	Largura (m)	Cota topo muro guia (m)	Cota topo armadura (m)	Cota do fundo da barreta (m)
1D-18	Continuidade	04/10/2022	0,60	5,00	4,60	3,90	-22,08

Profundidade Betonagem (m)	Área Betonagem (m ²)	Profundidade de Escavação (m)	Área Escavação (m ²)	Altura por Betonar (m)	Altura Real (m)	Volume real betão (m ³)	Volume Acumulado do Betão (m ³)	Altura Teórica (m)	Espessura Final (m)	Consumo betão (%)	Gulas	Total Volume Teórico Betão (m ³)	Total Volume Real Betão (m ³)	Sobreconsumo de Betão (%)
25,98	129,90	26,68	133,40	26,68	0,00	0	0	0,00	0,00	0%		77,94	89	14%
				23,68	3,00	10	10	3,33	0,67	10%	2260081/1320			
				20,70	2,98	10	20	3,33	0,67	11%	2260081/1321			
				17,70	3,00	10	30	3,33	0,67	10%	2260081/1322			
				14,70	3,00	10	40	3,33	0,67	10%	2263081/2651			
				11,70	3,00	10	50	3,33	0,67	10%	2260081/1323			
				8,70	3,00	10	60	3,33	0,67	10%	2263081/2658			
				5,70	3,00	10	70	3,33	0,67	10%	2260081/1324			
				2,70	3,00	10	80	3,33	0,67	10%	2260081/1325			
				1,00	1,70	5	85	1,67	0,99	-2%	2260081/1326			
				0,00	1,00	4	89	1,33	0,80	25%	2260081/1327			

Figura 3.35 - Dados betonagem painel 1D-18

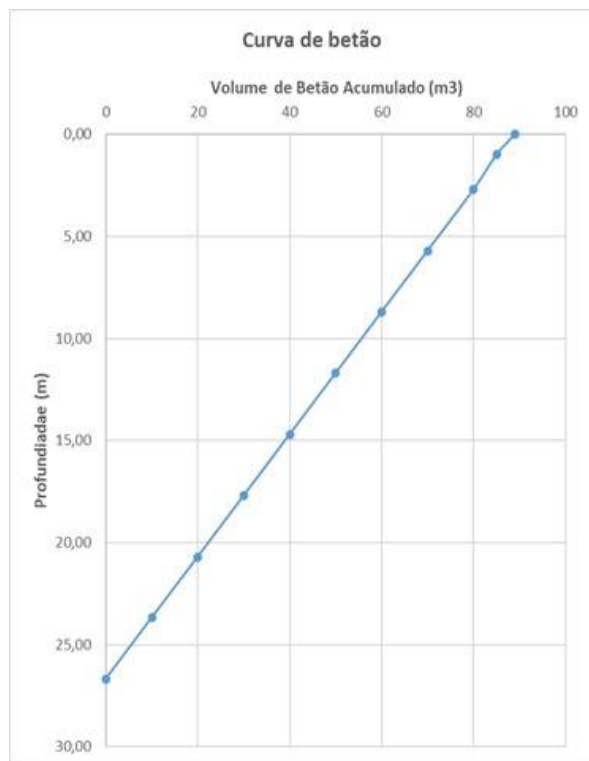


Figura 3.36 - Consumo de Betão painel 1D-18

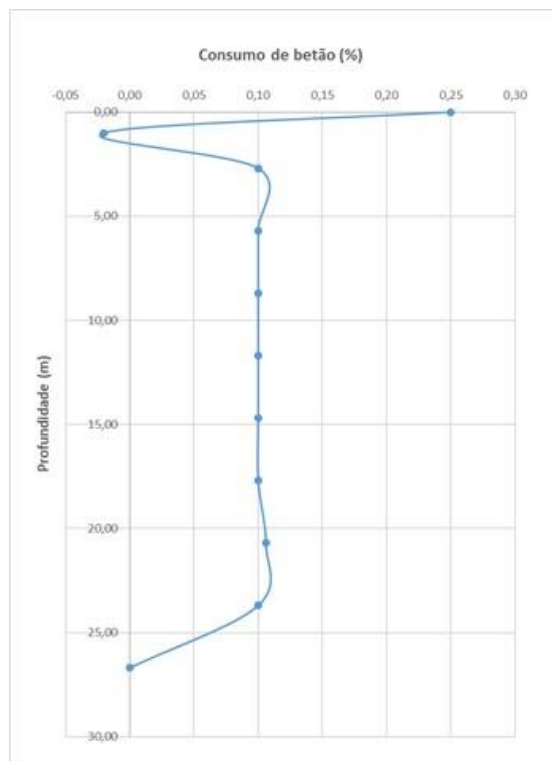


Figura 3.37 - Curva de betão painel 1D-18

3.9.2 Painel 2A-14.1

Nº Painel	Tipo de Painel	Data	Espessura (m)	Largura (m)	Cota topo muro guia (m)	Cota topo amadura (m)	Cota do fundo da barreta (m)
2A-14.1	Fecho	13/10/2022	0,60	3,70	3,40	-0,47	-21,77

Profundidade Betonagem (m)	Área Betonagem (m ²)	Profundidade Escavação(m)	Área Escavação (m ²)	Altura por Betonar (m)	Altura Real (m)	Volume real betão (m ³)	Volume Acumulado Betão (m ³)	Altura Teórica (m)	Espessura Final (m)	Consumo betão (%)	Guias	Total Volume Teórico Betão (m ³)	Total Volume Real Betão (m ³)	Sobreconsumo de Betão (%)
21,30	78,81	25,17	93,13	25,17	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00		47,29	57,00	20,54%
				21,50	3,67	10	10	4,50	0,74	19%	2263081/2727			
				17,50	4,00	10	20	4,50	0,68	11%	2260081/1359			
				13,50	4,00	10	30	4,50	0,68	11%	2260081/1360			
				9,50	4,00	10	40	4,50	0,68	11%	2260081/1361			
				6,50	3,00	10	50	4,50	0,90	33%	2260081/1362			
				4,00	2,50	7	57	3,15	0,76	21%	2260081/1363			

Figura 3.38 - Dados betonagem painel 2A-14.1

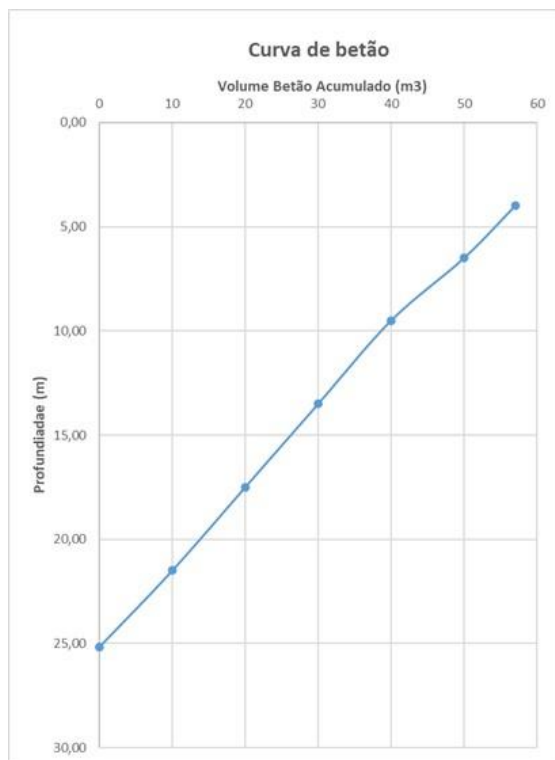


Figura 3.39 - Curva de betão painel 2A-14.1

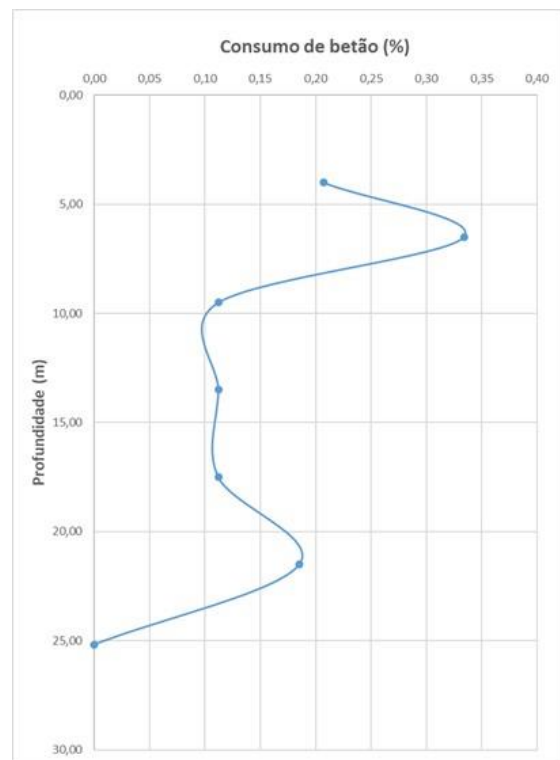


Figura 3.40 - Consumo de betão painel 2A-14.1

3.9.3 Painel 2A-24

Nº Painel	Tipo de Painel	Data	Espessura (m)	Largura (m)	Cota topo muro guia (m)	Cota topo amadurecimento (m)	Cota do fundo da barreta (m)
2A-24	início	13/12/2022	0,80	1,40	3,44	3,00	-19,68

Profundidade Betonagem (m)	Área Betonagem (m ²)	Profundidade Escavação (m)	Área Escavação (m ²)	Altura por Betonar (m)	Altura Real (m)	Volume real betão (m ³)	Volume Acumulado Betão (m ³)	Altura Teórica (m)	Espessura Final (m)	Consumo betão (%)	Guias	Total Volume Teórico Betão (m ³)	Total Volume Real Betão (m ³)	Sobreconsumo de Betão (%)
22,68	31,75	23,12	32,37	23,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		25,40	38,00	49,60%
				15,00	8,12	10,00	10,00	8,93	0,88	9%	2260081/1704			
				9,00	6,00	10,00	20,00	8,93	1,19	33%	2260081/1705			
				4,50	4,50	10,00	30,00	8,93	1,59	50%	2260081/1706			
				0,00	4,50	8,00	38,00	7,14	1,27	37%	2260081/1707			

Figura 3.41 - Dados betonagem painel 2A-24

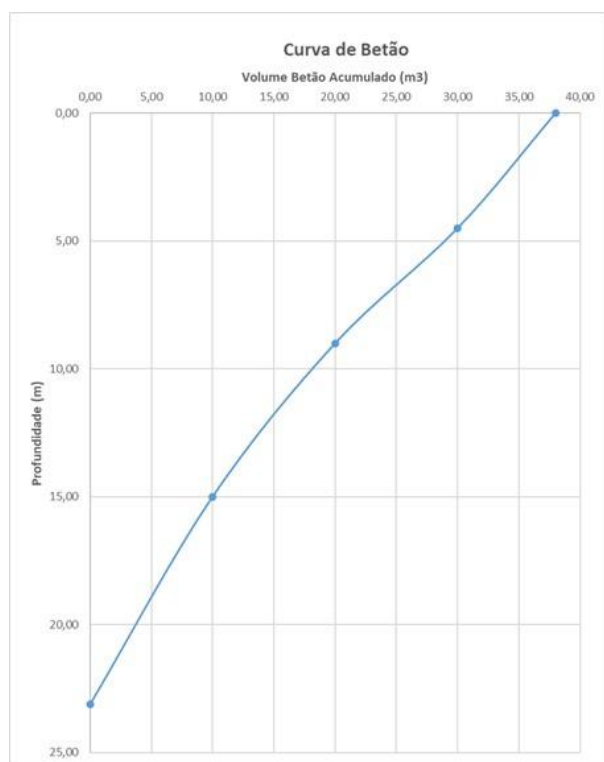


Figura 3.42 - Curva de betão painel 2A-24

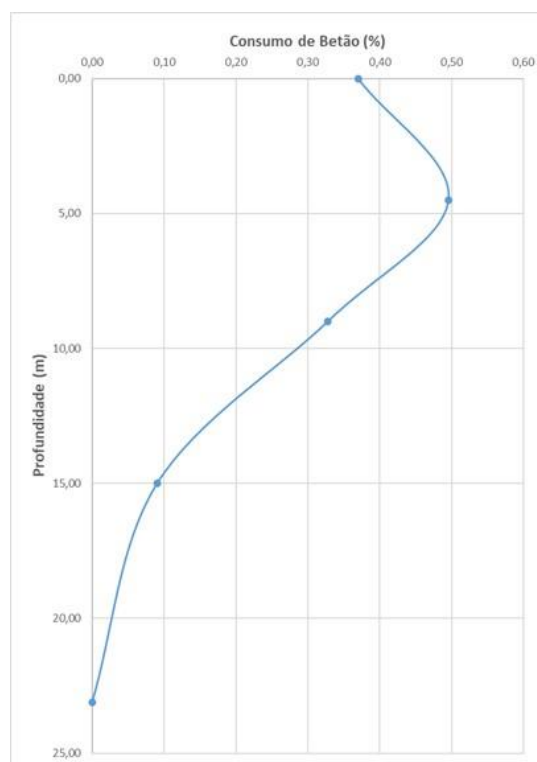


Figura 3.43 - Consumo de betão painel 2A-24

3.9.4 Considerações sobre o consumo de betão

A interpretação dos gráficos do consumo de betão é crucial para entender quais as camadas e profundidades onde existe maior consumo de betão, permitindo prever quais as paredes que irão necessitar de mais ou menos betão. Por norma, o sobreconsumo de betão é superior nos painéis de arranque e de continuidade e menor nos painéis de fecho. Porém, dada a variabilidade dos terrenos atravessados, nem sempre se verificou essa premissa.

O sobreconsumo de betão deve rondar os 14%, tal como se verificou no painel 1D-18 (*Figura 3.35*). As litologias atravessadas pelo painel foram: lodos dos 0 aos 9,0 m, calcarenitos dos 9,0 aos 17,0 m, argilas margosas dos 17,0 aos 23,0 m, basalto alterado dos 23,0 aos 26,0 m e tufos dos 26,0 aos 27,0 m. Tal como se pode verificar, o maior consumo dá-se nos primeiros metros nas camadas menos competentes, nomeadamente nos lodos.

Já no painel 2A-14.1 o sobreconsumo de betão foi de 20% (*Figura 3.38*). Este valor é elevado tratando-se de uma parede de fecho, porém verificando os terrenos atravessados e o gráfico de consumo de betão notou-se que houve uma perda de betão acentuada nos primeiros metros de escavação, nas camadas lodosas e na zona de transição entre as camadas de calcarenitos e argilas margosas.

Por último, no painel de início, o sobreconsumo de betão foi de 49% (*Figura 3.41*). O valor é elevado por se tratar de um painel de arranque, isto é, não apresenta nenhum painel na sua periferia. A litologia atravessada era areia dos 0 aos 5,0 m, lodos dos 5 aos 14,0 m e calcarenitos dos 14,0 aos 23,20 m. A espessa camada de lodos também ajuda a explicar o elevado consumo de betão.

Existem outros fatores que podem influenciar o sobreconsumo de betão, tais como, grandes intervalos entre descargas de betão na escavação e conseqüentemente má execução ou quando os cabos de assistência da grua partem-se com o desgaste e obrigam à interrupção da escavação durante algumas horas, originando o aumento da descompressão no terreno.

COMPLICAÇÕES RESULTANTES DAS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS

GEOLÓGICAS

4.1 Descrição dos Acontecimentos

Durante a execução dos painéis de parede moldada (*Figura 4.1*) podem surgir complicações construtivas nos locais com condições geológicas e geotécnicas deficientes, nomeadamente no Holocénico, com aterros e aluviões que podem atingir 13 m de profundidade e valores de $N_{SPT} < 20$. Na obra em análise, os terrenos atravessados são muito fracos do ponto de vista geotécnicos e o nível freático encontra-se muito próximo da cota da plataforma. Por estes motivos, recorre-se à utilização de lamas estabilizadoras para manter as paredes da vala estáveis durante a escavação e betonagem, tal como já foi explicado no capítulo 3.6 – **Metodologia construtiva na execução de parede moldada**.

Caso ocorra alguma fuga de bentonite ou incidentes em obra que impeçam a mangueira de bombear bentonite para dentro da escavação, pode dar-se o colapso das paredes da escavação e dos terrenos adjacentes.

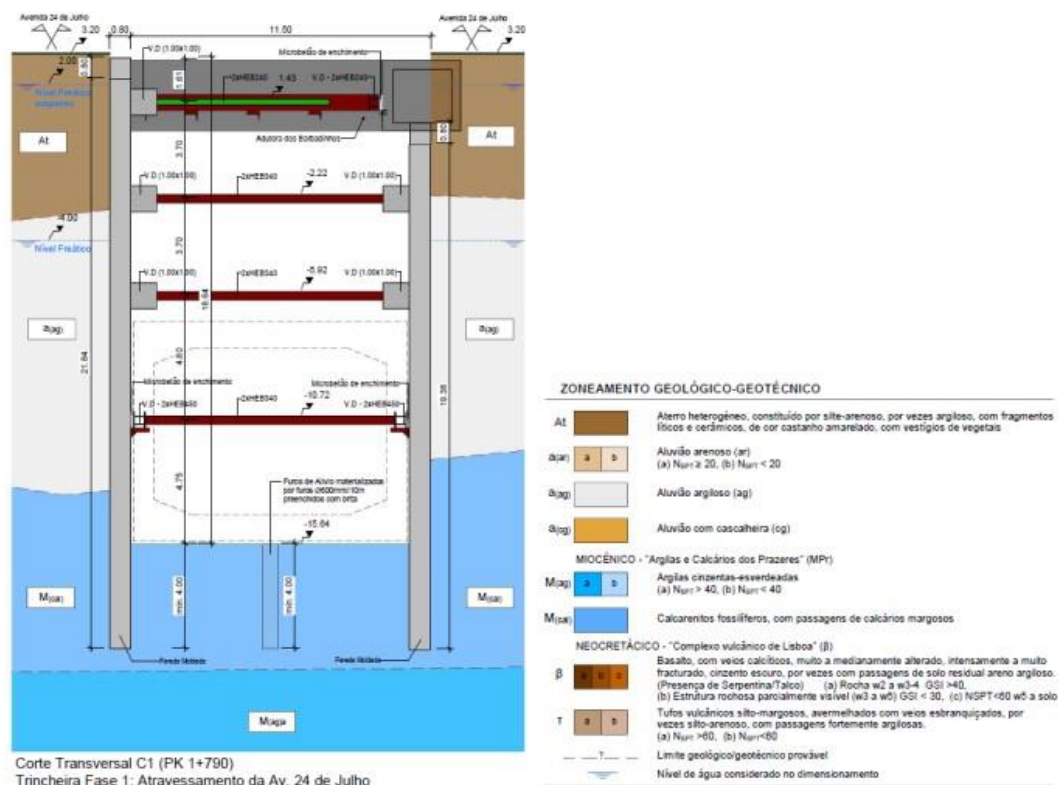


Figura 4.1 – Corte transversal da trincheira na zona em análise, onde é ilustrado o zonamento geológico-geotécnico

Na obra em análise, durante a execução de diversos painéis no troço 2A, isto é, na zona que se encontra a meio da Avenida 24 de julho, houve uma fuga de bentonite que originou o colapso parcial das paredes da escavação e dos terrenos na sua periferia. Descreve-se, seguidamente, a sucessão de acontecimentos na execução dos painéis 2A-31 e 2A-32 bem como uma figura com localização do troço em análise e um corte transversal da trincheira (Figura 4.2). Ambos os painéis de parede moldada têm uma espessura de 0,80 m e apresentam um volume teórico de $3,0 \times 0,8 \times 22,6 = 54,2 \text{ m}^3$ para o painel 2A-31 e de $5,8 \times 0,8 \times 22,6 = 104,9 \text{ m}^3$.

No dia 15 de novembro de 2023 deu-se início à escavação do painel 2A-31, dando-se a fuga total das lamas bentonítica após ser atingido os 23,20 m de profundidade. Essa fuga, originou o colapso imediato das paredes da escavação e conseqüentemente uma cavidade com cerca de 2,50 / 3,00 m de profundidade e com um diâmetro de 4,00 / 5,00 m (Figura 4.3).

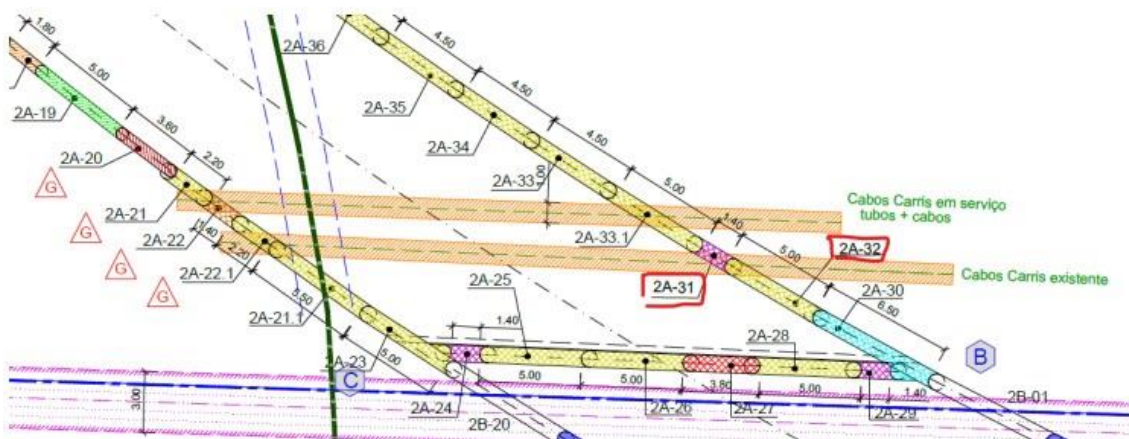


Figura 4.2 – Identificação dos painéis em causa (desenho de apoio à obra, Mota-Engil Fundações Especiais)



Figura 4.3 – Cavidade originada pelo colapso das paredes da escavação do painel 2A-31

A execução do painel teve de ser interrompida, uma vez que a estanquicidade do mesmo ficou comprometida. A solução imediata passou pelo enchimento da escavação e cavidade com $30,00\text{ m}^3$ de betão pobre. Dada a hora tardia do incidente, a central de betão apenas conseguiu fornecer uma parte da quantidade necessária de argamassa, ficando o restante da escavação e cavidade por preencher no dia seguinte.

No dia 17 de novembro, após o enchimento completo da escavação e da cavidade, realizou-se a re-escavação da escavação e deu-se novamente a perda de bentonite ocorrida no fundo da escavação e novo colapso das paredes da escavação. Voltou-se a encher a escavação com argamassa até ao topo da escavação. No dia 18 iniciou-se a re-escavação e terminou-se a escavação no dia 21 de novembro sendo colocada a armadura e betonada a parede no dia seguinte, ao fim da 3^a tentativa.

O painel 2A-32 iniciou a escavação no dia 28 de novembro sendo concluída no dia 29 de novembro com perda total de bentonite após atingida a cota de fundo (*Figura 4.4*). Deu-se novamente o colapso dos terrenos adjacentes e das paredes da escavação, originando uma cavidade com 3,00 m de profundidade e 6,00 / 7,00 m de diâmetro. A solução passou novamente por enchimento da cavidade com argamassa – $100,0\text{ m}^3$. No dia seguinte deu-se início a re-escavação do painel sendo concluído a sua escavação no dia 1 de dezembro. No mesmo dia deu-se nova perda súbita de bentonite e consequente colapso dos terrenos adjacentes.

A solução passou por novo enchimento com cerca de $170,0\text{ m}^3$ de argamassa, sendo concluído o enchimento no dia 2 de dezembro com adição de mais $70,0\text{ m}^3$ de argamassa. A re-escavação completa do painel deu-se no dia 5 de dezembro ficando o painel betonado ao fim da segunda tentativa no dia 6 de dezembro.



Figura 4.4 – Cavidade causada pela perda súbita de bentonite no painel 2A-32

4.2 Interpretação dos Acontecimentos

De modo a ter-se um maior entendimento da real causa da fuga de bentonite, foram consultadas as sondagens geológicas da zona em questão bem como o Estudo Geológico e Geotécnico.

De acordo com o perfil longitudinal do estudo Geológico e Geotécnico (*Figura 4.5*), a geologia corresponde a uma camada superficial de aterros heterogêneos, At, com espessura da ordem dos 3,0 m sobrejacente a um estrato de aluvião argiloso a(ag), que apresenta fracas características de resistência e deformabilidade, com valores de N_{SPT} abaixo das 5 pancadas, até uma profundidade de 12,0 m. Abaixo encontra-se o Miocénico com N_{SPT} de 60 pancadas, caracterizado por um maciço com predominância de calcarenitos com 10,0 m de espessura, M(cal) sobrejacente ao miocénico com predominância argilosa, M(ag)a, com 5,0 m de espessura. (Lisboa, Projeto de Execução – Túnel Troço 35. Trecho Cut & Cover. PK 1+780 ao Término C.S – Perda de Bentonite durante a execução da Escavação de Painéis de Parede- Moldada do Troço 2^a, 2022).

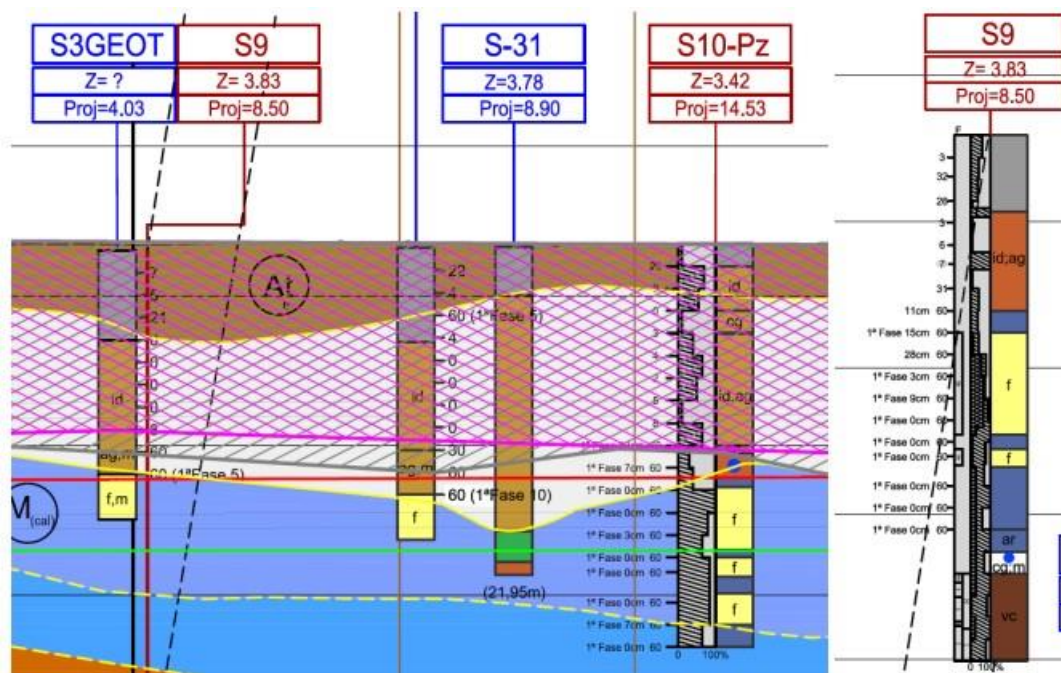


Figura 4.5 – Estrato do perfil geológico-geotécnico das sondagens que caracterizam os estratos atravessados pelos painéis de parede moldada em análise.

Analisando a sondagem S10-Pz (*Figura 4.6*) que se encontra muito próxima da zona de perda de bentonite, observa-se que abaixo da cota de fundo de escavação do painel, os resultados dos ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc indicaram vazão total numa zona com intercalações de uma camada de margas silto-arenosas finas e por biocalcarenitos, por vezes margosos.

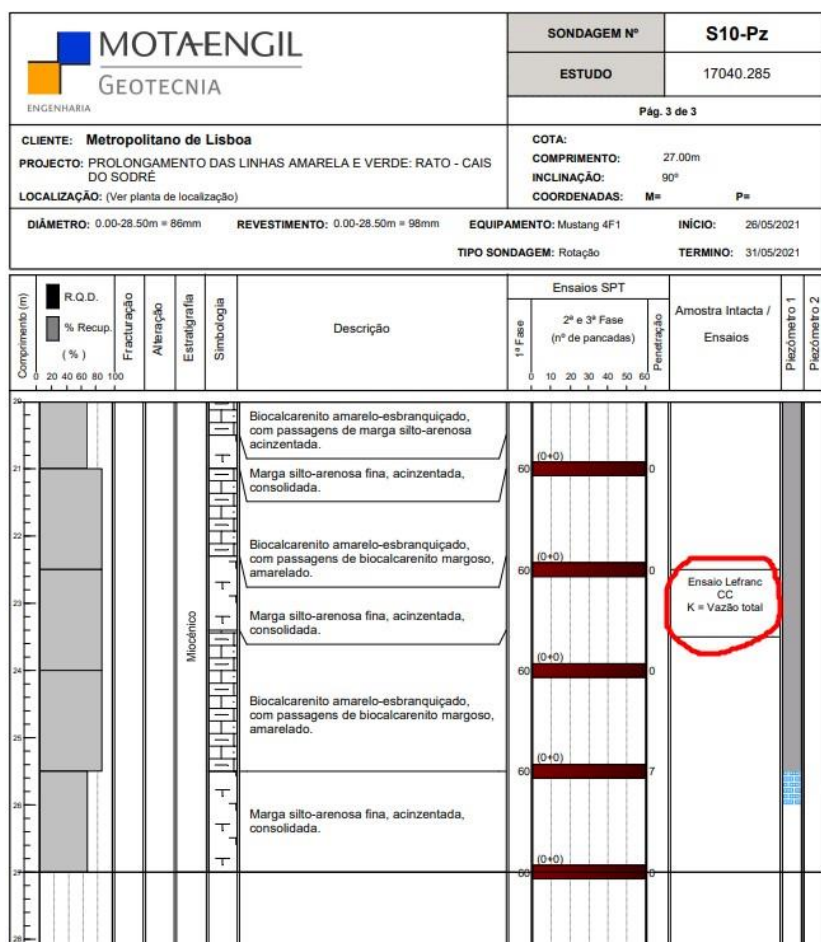


Figura 4.6 – Excerto do boletim da sondagem S10-Pz na zona interessada

Este resultado do ensaio de permeabilidade, a somar a camadas muito fraturadas podem explicar a fuga repentina da bentonite. A base do painel pode estar a assentar na proximidade de uma cavidade cársica com dimensões significativas ou, simplesmente, podemos estar na presença de uma zona com fissuras e fraturas ou zonas de baixa coesão. Para além dessa possibilidade também podemos estar a falar de um controlo estrutural dominado pela presença de uma falha de natureza geológica. Essa falha, provavelmente, estaria parcialmente preenchida por uma camada muito permeável, sendo essa camada o elemento condutor da bentonite.

Em qualquer um dos cenários possíveis, estamos a falar de uma cavidade ou falha de dimensões consideráveis, uma vez que foi responsável pela perda de pelo menos 54,2 m³ de bentonite no painel 2A-31 e 104,9 m³ de bentonite no painel 2A-32. Para além dessas quantidades perdidas, houve necessidade de utilizar cerca de 107 m³ de argamassa no painel 2A-31 e 340 m³ de argamassa no painel 2A-32 para fazer o enchimento da escavação e das cavidades abertas.

Na Figura 4.7 apresenta-se uma fotografia das caixas com as amostras recolhidas na sondagem S10-Pz, entre os 20,8 e os 27 m de profundidade.



Figura 4.7 - Excerto da fotografia das caixas com as amostras recolhidas na sondagem S10-Pz, entre os 20,8 e os 27 m de profundidade

4.3 Consequências

Os acontecimentos relatados acima trouxeram consequências diretas e indiretas ao normal funcionamento da empreitada.

A perda de bentonite nos dois painéis obrigou de imediato à interrupção da escavação dos painéis, dando-se o dia de produção como perdido. Após diversas tentativas de betonação, ambos os painéis só foram betonados passado uma semana após a 1ª escavação. Estas semanas de atrasos provocaram alterações no planeamento e atrasos significativos na execução dos trabalhos.

Os acontecimentos foram reencaminhados para o projetista e juntamente com o LNEC foi adotada uma solução para a execução dos painéis que se encontram na zona onde houve perda de bentonite. Todo este processo é demorado, e obrigou à paragem dos trabalhos causando um atraso de cerca de um mês. Para além do atraso causado pelas paredes em causa, a solução adotada para os futuros painéis da zona afetada, foi uma solução que não permite a execução do painel apenas num dia, isto é, a execução das paredes vai passar a demorar entre 2 e 3 dias, passando de uma produção semanal de três ou quatro painéis de parede moldada para um ou dois.

4.4 Solução Adotada

Face as dificuldades encontradas e no sentido de ultrapassar as imprevisibilidades ocorrentes foi proposto reduzir a largura dos painéis de parede moldada no trecho 2A e nos painéis correspondentes ao tímpano - parede molada executada perpendicularmente a trincheira com objetivo de garantir uma escavação da trincheira segura e faseada - entre os trechos 2A e 2B da trincheira, e eventualmente estender a solução adotada à zona 2B (Figura 4.8).

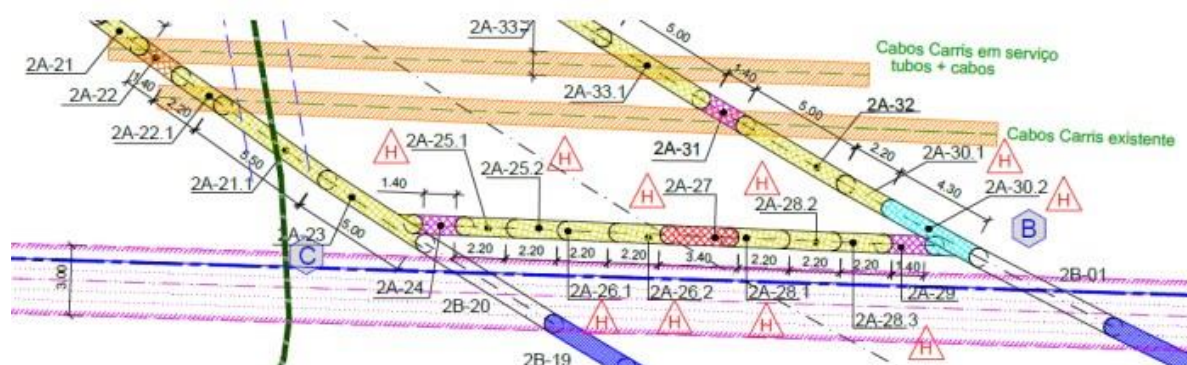


Figura 4.8 - Proposta de comprimento dos painéis a adotar na parede moldada do trecho 2A

Assim, os painéis serão escavados com uma largura máxima de 3,0 m, correspondente a painéis betonados com 2,2 m. O tubo de junta tem um diâmetro de 0,8 m. Para além da diminuição da largura de todos os painéis, e dada a proximidade da parede tímpano com a zona de circulação pedonal, de bicicletas e trotinetes e ainda com a adutora dos Barbadinhos, conduta em pressão com diâmetro de 1200 mm, executou-se os painéis com enchimento imediato de betão, do tipo C12/15 XC0 CL1,0 S4 e $D_{máx}20$. A escavação da vala é realizada até uma profundidade superior correspondente aos 4,0 m de ficha definidos inicialmente em projeto. Assim, propôs-se a escavação de mais 1,0 a 2,0 m de profundidade para além da profundidade definida em projeto, sendo colocado o betão simples para colmatar eventuais perdas de bentonite.

4.5 Discussão

Estes acontecimentos são difíceis de prever. A real natureza dos terrenos a mais de 20 m de profundidade é sempre uma incógnita especialmente quando estamos a falar de terrenos que foram aterrados e que têm uma enorme heterogeneidade lateral.

A escolha do método de contenção depende de vários fatores, incluindo as características geotécnicas do local, os requisitos da obra, a viabilidade técnica e económica, bem como dos resultados de ensaios laboratoriais e ensaios "in situ". Se o resultado do ensaio de permeabilidade indicava uma absorção total nas proximidades da cota de fundo da parede, poderíamos estar a falar de um local que não seria adequado para uma parede moldada convencional.

Uma análise à sondagem S10 permite concluir que existe um vazio entre os 22,5 e 23,5 m, também pelo resultado do ensaio *Lefranc*.

Assim, o projetista poderia ter considerado outros métodos de contenção também apropriados para solos permeáveis. A solução podia passar por uma cortina de estacas secantes executadas pelo método de entubamento recuperável. Apesar de em termos de duração de execução, este método ter a duração idêntica ao da execução de parede moldada, evita-se a perda de bentonite para o vazio e não se ponha em causa a estabilidade da parede da escavação nem das zonas adjacentes a trincheira.

Em conclusão, diante das circunstâncias apresentadas, teria sido oportuno considerar opções alternativas de contenção adequadas às condições geotécnicas específicas do local, como estacas secantes entubadas a fim de garantir a estabilidade e a impermeabilização necessárias.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação tem como objetivo dar a conhecer as diferentes soluções e metodologias de execução de contenções periféricas na Empreitada do Prolongamento das linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa, Lote 2, nomeadamente a execução de pregagens, ancoragens, microestacas, estacas e, com maior ênfase, a execução de parede moldada.

As fundações especiais em meio urbano, e em particular as soluções de contenção periférica, apresentam uma série de vantagens e desvantagens que devem ser ponderadas no planeamento e execução de projetos de construção subterrânea.

Algumas **vantagens** das soluções de contenção periférica são:

1. **Estabilidade e segurança:** garantem a estabilidade do solo durante a escavação, e minimizam o risco de deslizamentos, colapsos e danos às estruturas adjacentes, contribuindo para a segurança e valorização da obra e das áreas circundantes.
2. **Controlo da percolação de água:** permitem o controlo eficiente da água subterrânea. Isso é especialmente relevante em áreas com níveis freáticos altos, evitando problemas de inundação e mantém o local de trabalho seco.
3. **Flexibilidade e adaptabilidade:** podem ser adaptadas às condições geotécnicas específicas de cada local, porque oferecem flexibilidade em termos de dimensões, profundidade da escavação e tipos de materiais utilizados, permitindo ajustes para responder às necessidades do projeto.

No entanto, observam-se **desvantagens** das soluções de contenção periférica, designadamente:

1. **Custo elevado:** geralmente, estas soluções envolvem investimentos significativos em materiais, equipamentos e mão de obra especializada, podendo representar um aumento nos custos do projeto, especialmente em áreas urbanas onde as restrições espaciais e logísticas são maiores.
2. **Restrições de tempo:** a instalação e montagem dos sistemas de suporte ao solo podem exigir mais tempo durante a fase de preparação do local, podendo levar a atrasos na execução do projeto e afetar o planeamento da obra.

3. Impacto nas áreas circundantes: apesar dos esforços para minimizar os impactos, as obras de escavação e contenção periférica podem causar transtornos para as comunidades locais como, ruído, vibrações, congestionamentos de tráfego e interrupção de serviços públicos. É, assim, importante adotar medidas adequadas de gestão e comunicação para mitigar esses impactos.

Em resumo, as soluções de contenção periférica em escavações proporcionam benefícios essenciais em termos de estabilidade, segurança e controle de água em projetos de construção subterrânea. Contudo, é imperativo ponderar cuidadosamente os custos associados, o tempo de implementação e os potenciais impactos nas áreas circundantes, para realizar um planejamento adequado que leve a uma execução otimizada do projeto.

No capítulo das complicações resultantes das condições geológicas, foi descrito um incidente ocorrido durante a execução dos painéis de parede moldada, onde houve a fuga total de bentonite, resultando no colapso das paredes da escavação e dos terrenos adjacentes. Foi feita uma análise dos eventos ocorridos, identificando possíveis causas, como a presença de uma cavidade cárstica, fissuras e fraturas, ou o controle estrutural dominado por uma falha geológica.

As consequências desse incidente foram discutidas, incluindo a interrupção da escavação, atrasos na execução dos trabalhos e a necessidade de adotar uma solução alternativa para os painéis na zona afetada. Foi proposta a redução da largura dos painéis e o enchimento imediato com argamassa para evitar perdas adicionais de bentonite. Da discussão levada a cabo ressaltou a dificuldade em prever tais acontecimentos e a importância de se considerarem opções de contenção mais adequadas às condições geotécnicas específicas do local, como a construção de uma cortina de estacas secantes entubadas.

Em conclusão, esta dissertação oferece uma visão prática e abrangente sobre as soluções de escavação e contenção periférica em meio urbano, e explora e discute as vantagens e inconvenientes dos métodos utilizados. A complexidade das condições geológicas do presente caso de estudo, demonstra e destaca a necessidade de se considerar cuidadosamente essas condições geológicas e geotécnicas na escolha do método de contenção. Os incidentes ocorridos enfatizam a importância da previsão e da busca de soluções alternativas quando confrontados com problemas geotécnicos durante a execução de obras de infraestrutura subterrânea em áreas urbanas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bento, J., & Fortes, D. (2021). *Prolongamento das linhas amarela e verde: Rato - Cais do Sodré - Lote 2 Metropolitano de Lisboa, E.P.E Lote 2: Execução dos toscos entre a estação de Santos e o término da estação do Cais do Sodré, do PK 1+319,729 AO PK 1+984,273 - Geologia e Geotecnia*. Mota-Engil.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações*. Amadora: Escola Profissional Gustave Eiffel.
- Cruz, N. (2021). *Prolongamento das linhas amarela e verde: Rato - Cais do Sodré - Lote 2 Metropolitano de Lisboa, E.P.E Lote 2: Execução dos toscos entre a estação de Santos e o término da estação do Cais do Sodré, do PK 1+319,729 AO PK 1+984,273- Prospeção Hidrogeológica*. Mota-Engil.
- EN 14199 2015. (s.d.). *Execution of special geotechnical works - Micropiles*.
- EN 1536:2010+A1. (s.d.). *Execution of special geotechnical work: Bored Piles*.
- EN 1538:2010+A1:2015. (s.d.). *Execution of special geo technical work - Diaphragm walls*.
- Estudos hidrogeológicos - RACS MSS PE GEO LIN 000 DW 21301 0. (s.d.).
- Garcia, D. d. (2019). Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. *A utilização de Microestacas no Recalçamento e Suspensão de Paredes Estruturais em Obras de Reabilitação. Caso de Estudo - Museu-Hotel Palácio Condes da Ribeira Grande e Caso de Estudo - Conjunto Habitacional Quinta do Calvário*.
- ISO 22476-3:2005. (s.d.). *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 3: Ensaio SPT*.
- ISO 22477-5 . (2018). *Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors*.
- Jeremias, M. A. (2022). Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica. *Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano: Reabilitação das Antigas Instalações da Empresa "Napolitana"*.
- Lisboa, M. d. (2022). *Projeto de Execução – Túnel Troço 35. Trecho Cut & Cover. PK 1+780 ao Término C.S – Perda de Bentonite durante a execução da Escavação de Painéis de Parede- Moldada do Troço 2º*. Consórcio Mota-Engil - Spie Batignolles.
- Lisboa, M. d. (s.d.). Projeto de Execução . *Projeto de Execução – Estação Santos – Memória descritiva e Justificativa*.
- Lisboa, M. d. (s.d.). Projeto de execução - RACS MSS PE GEO TUN T35 DW.
- Lisboa, M. d. (s.d.). RACS MSS PE GEO EST ESN DW - diversos.
- Mata, P. M. (2021). Dissertação de Doutoramento em Engenharia Geológica. *Gestão do Risco na Construção de Estacas Moldadas e Cravadas Dúcteis e suas Implicações Económicas*.

- Mil-Homens, S. F. (2012). Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. *Condição Periférica e Fundações por Estacas Moldadas - Edifício Metropolis - Campo Grande, Lisboa.*
- NP EN 12350-2. (s.d.). *Ensaio do Betão Fresco Parte 2: Ensaio de abaixamento.*
- NP EN 14490. (2020). *Execução de obras geotécnicas especiais - Pregagens em solos.*
- NP EN 1537. (2015). *Norma Portuguesa: Execução de obras geotécnicas especiais - Ancoragens no terreno.*
- NP EN 1997-1. (2010). *Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico Parte 1: Regras gerais.*
- Nunes, S. C. (2013). Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia. *Métodos de dimensionamento de reforço e estabilização de taludes com microestacas.*
- Pais, J., Moniz, C., Cabral, J., Cardoso, J., Legoinha, P., Machado, S., . . . Falé, P. (2006). Notícia Explicativa da Folha 34-D Lisboa.
- Santa, V. B. (2010). Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. *Controlo de Qualidade de Ancoragens Passivas e Ativas*, p. 117.
- Teixeira, T. (2021). *Prolongamento das linhas amarela e verde: Rato - Cais do Sodré - Lote 2 Metropolitano de Lisboa, E.P.E Lote 2: Execução dos toscos entre a estação de Santos e o término da estação do Cais do Sodré, do PK 1+319,729 AO PK 1+984,273 - Relatório Geotécnico.* Mota-Engil.

A. Anexos

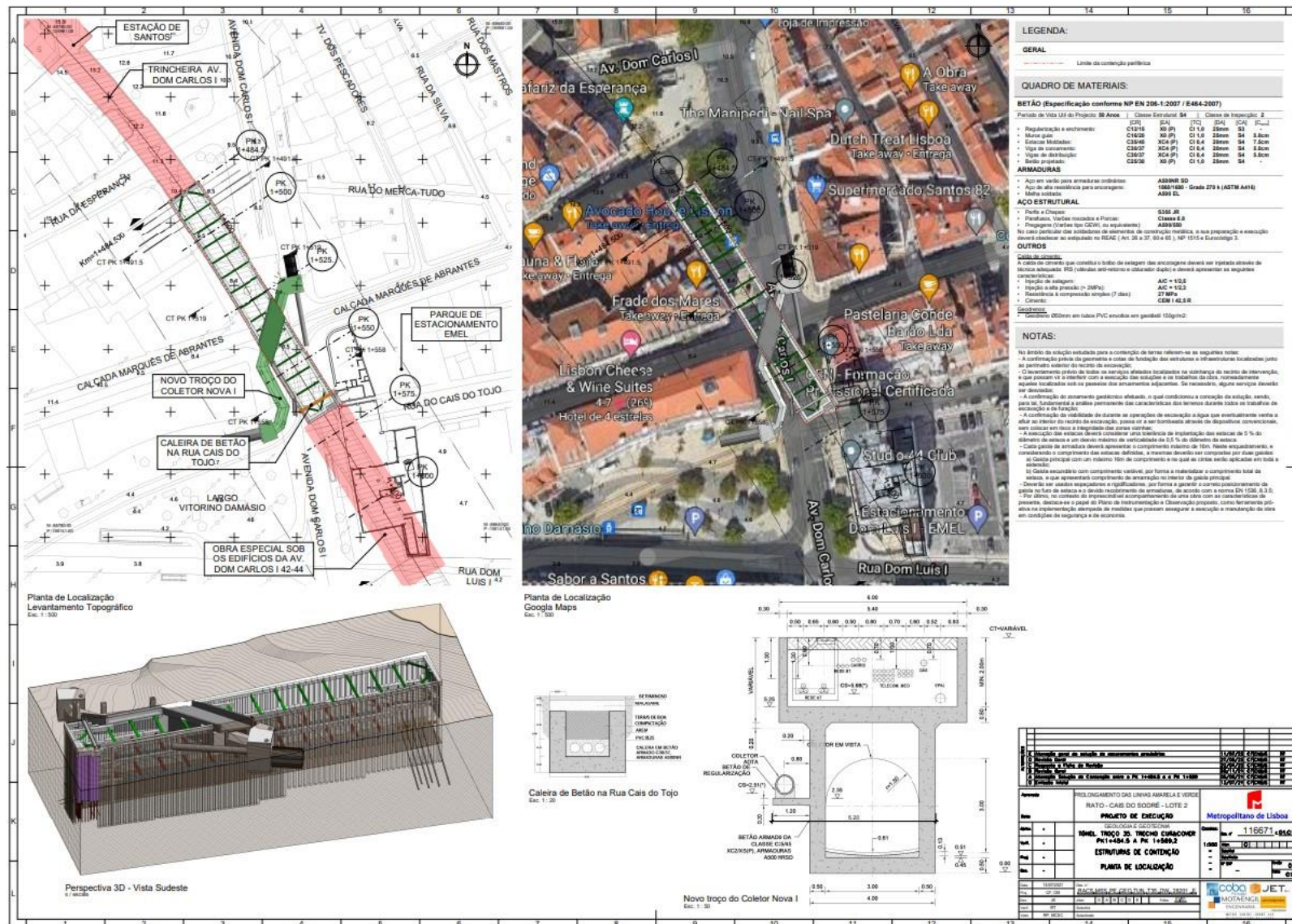


Figura anexo 1 - Planta de localização (Lisboa, Projeto de execução - RACS MSS PE GEO TUN T35 DW)

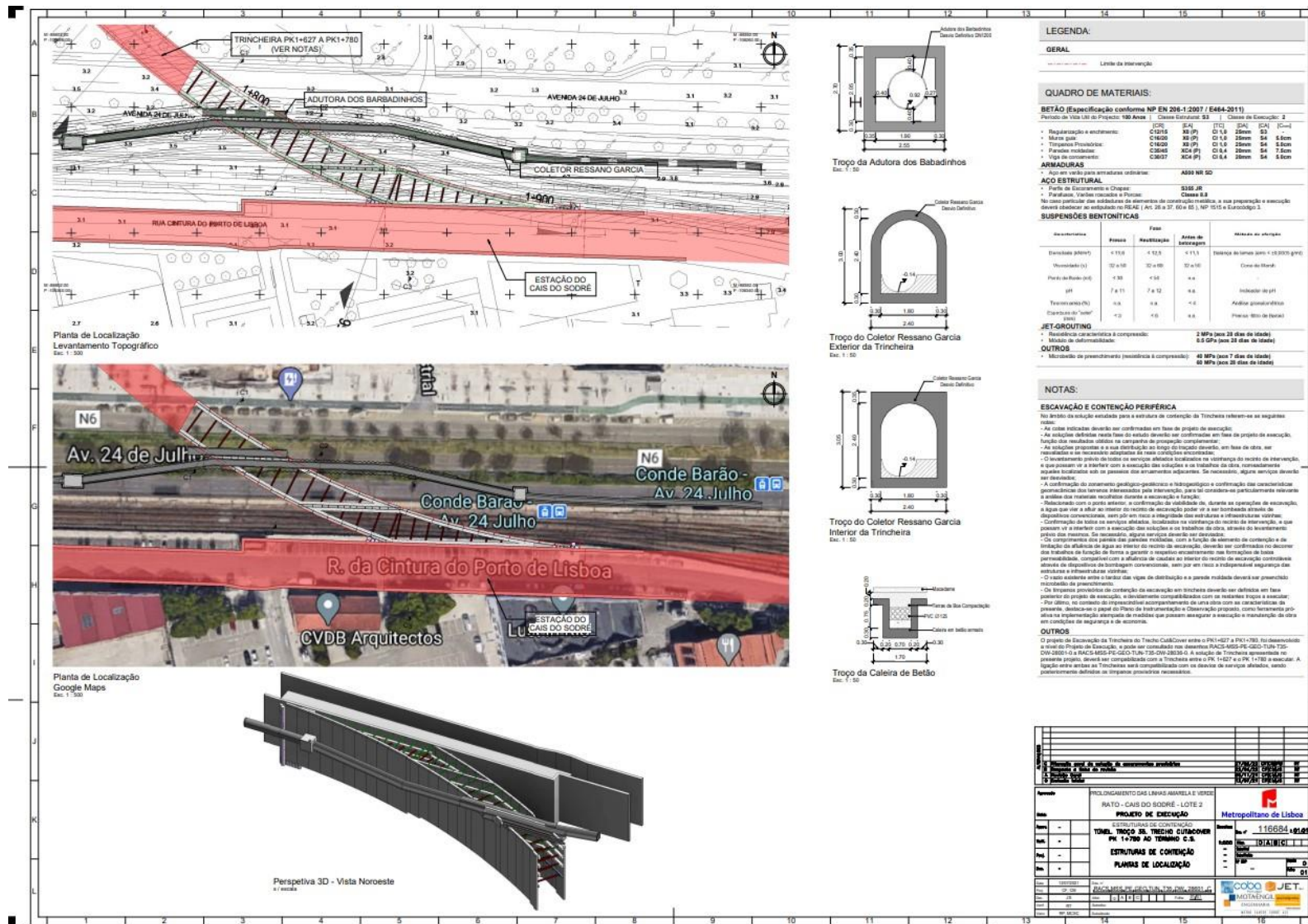
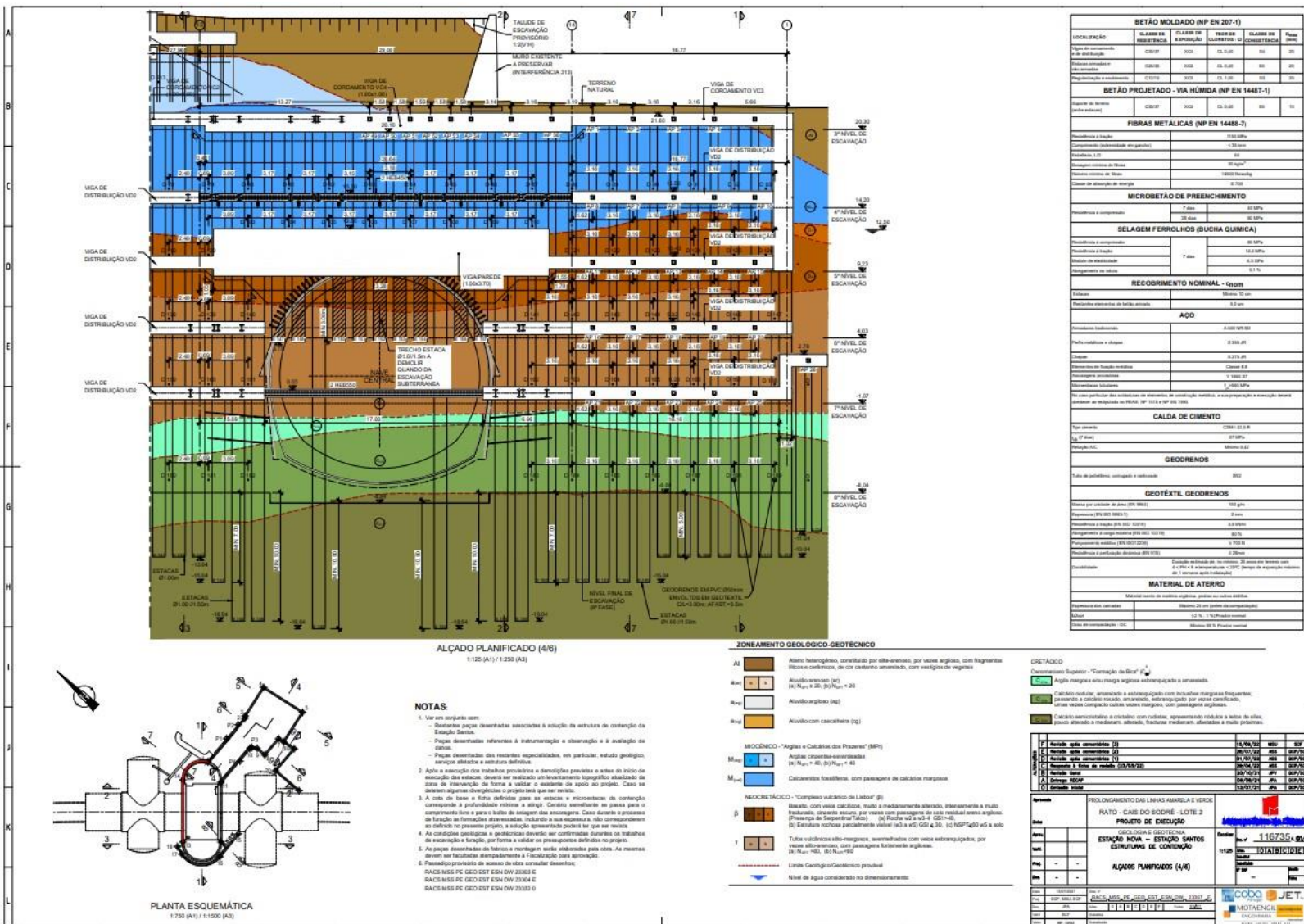


Figura anexo 3 - Planta de localização (Lisboa, Projeto de execução - RACS MSS PE GEO TUN T35 DW)



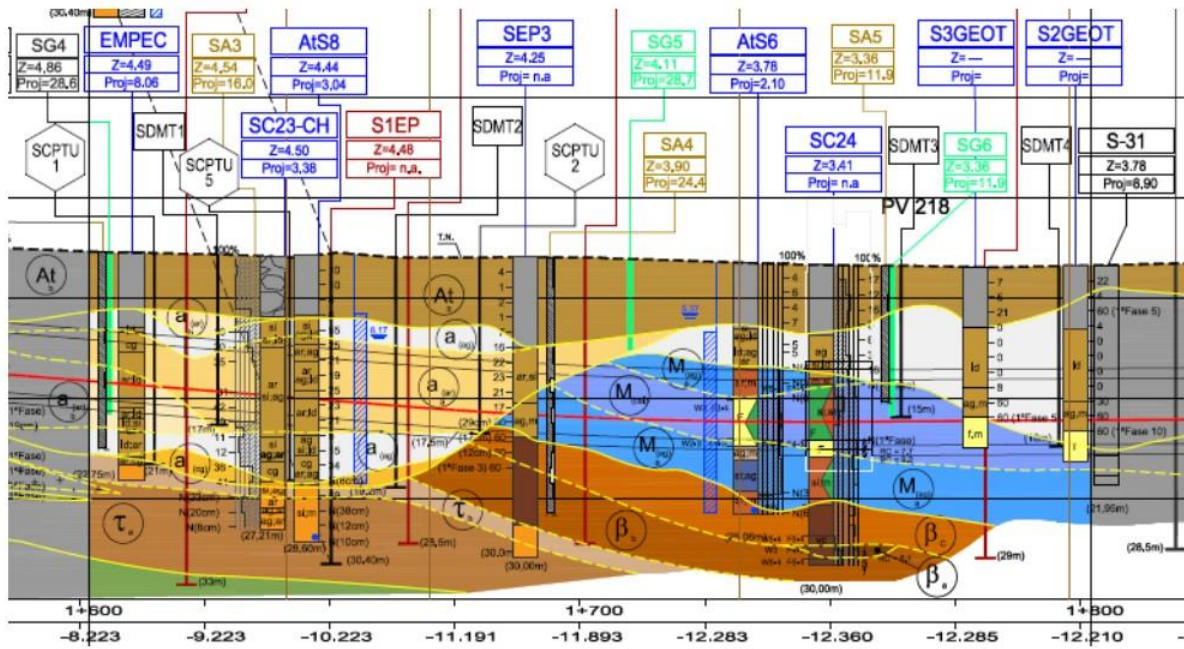


Figura anexo 6 - Extrato do desenho RACS MSS AP GEO TUN T35 DW 280002, com modelo geológico geotécnico em desenvolvimento adotado para o trecho em estudo entre os pk 1+600 e 1+800 do lote 2, com com implantação em perfil dos trabalhos de prospeção geotécnica complementar em profundidade



Figura anexo 7 - Aspeto final da parede moldada

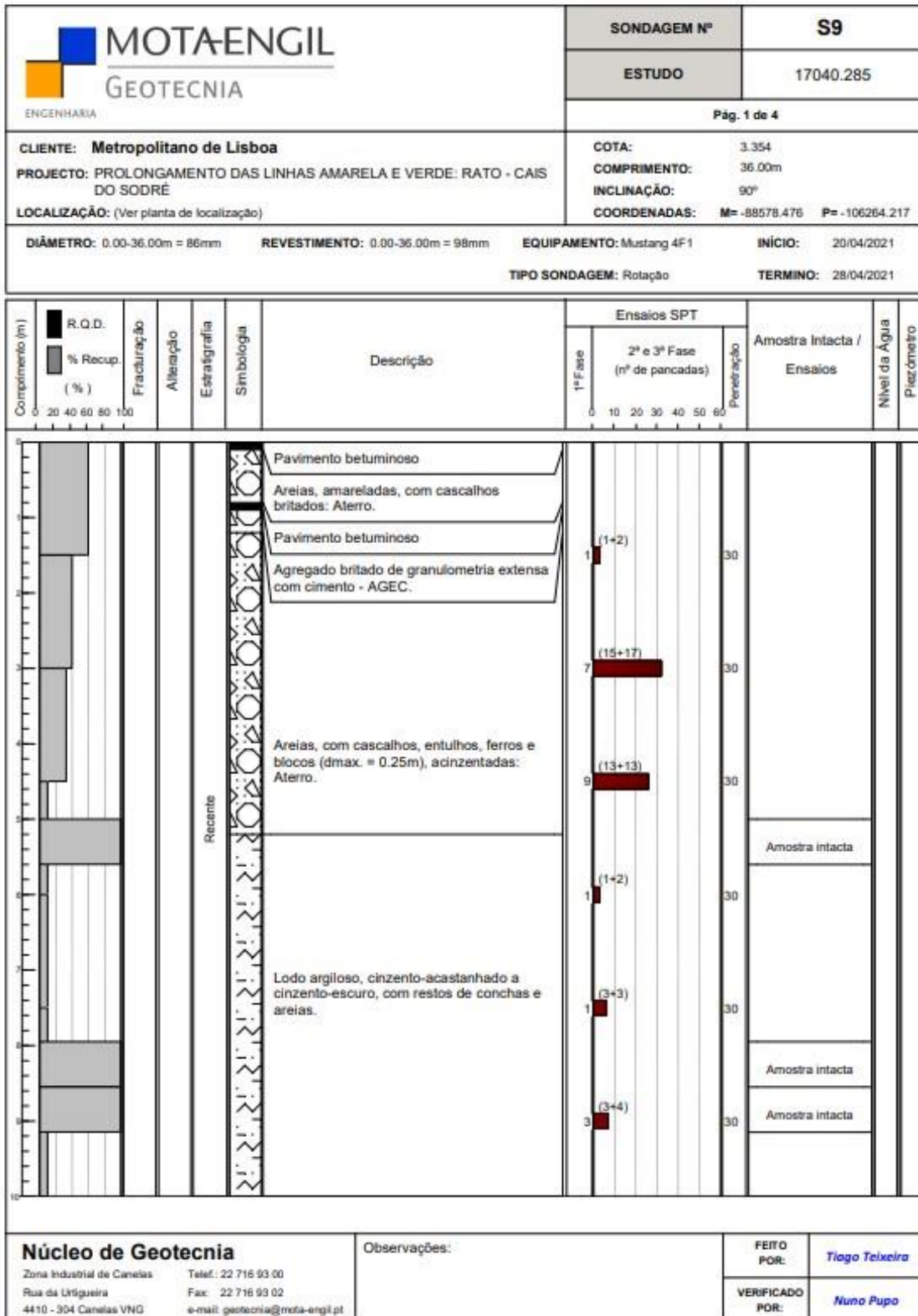


Figura anexo 8 - Sondagem S9 (1)

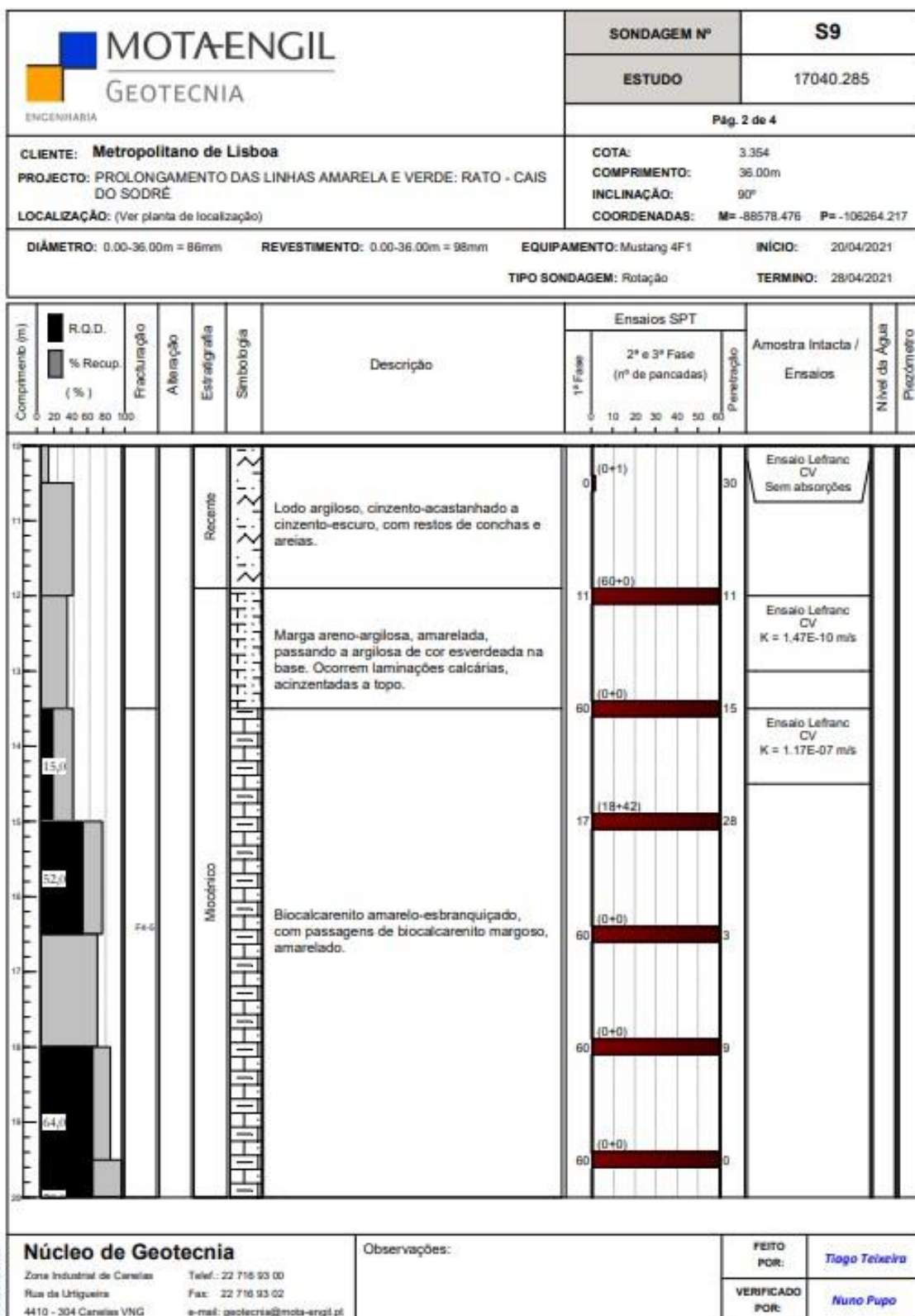


Figura anexo 9 - Sondagem S9 (2)

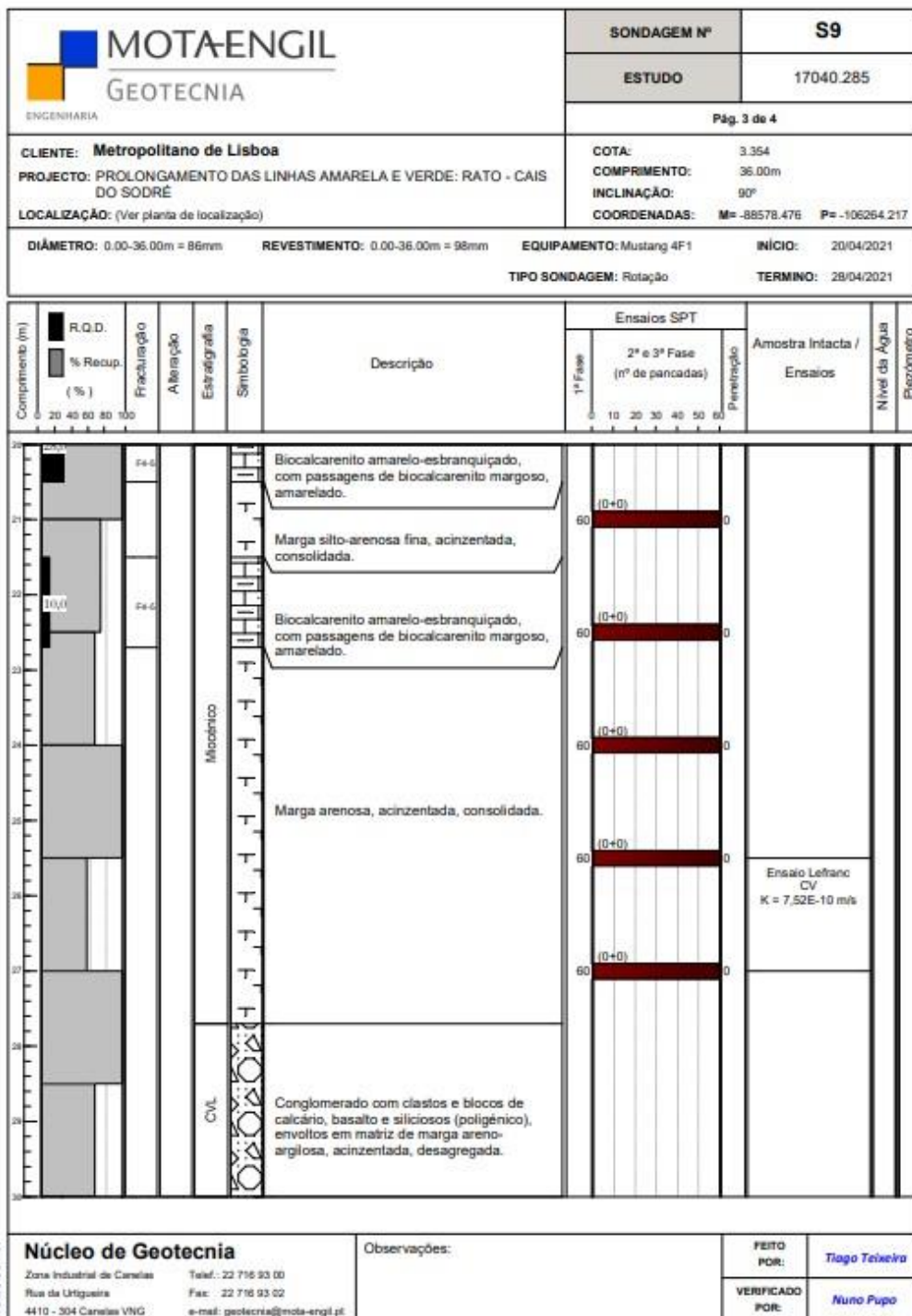


Figura anexo 10 - Sondagem 9 (3)

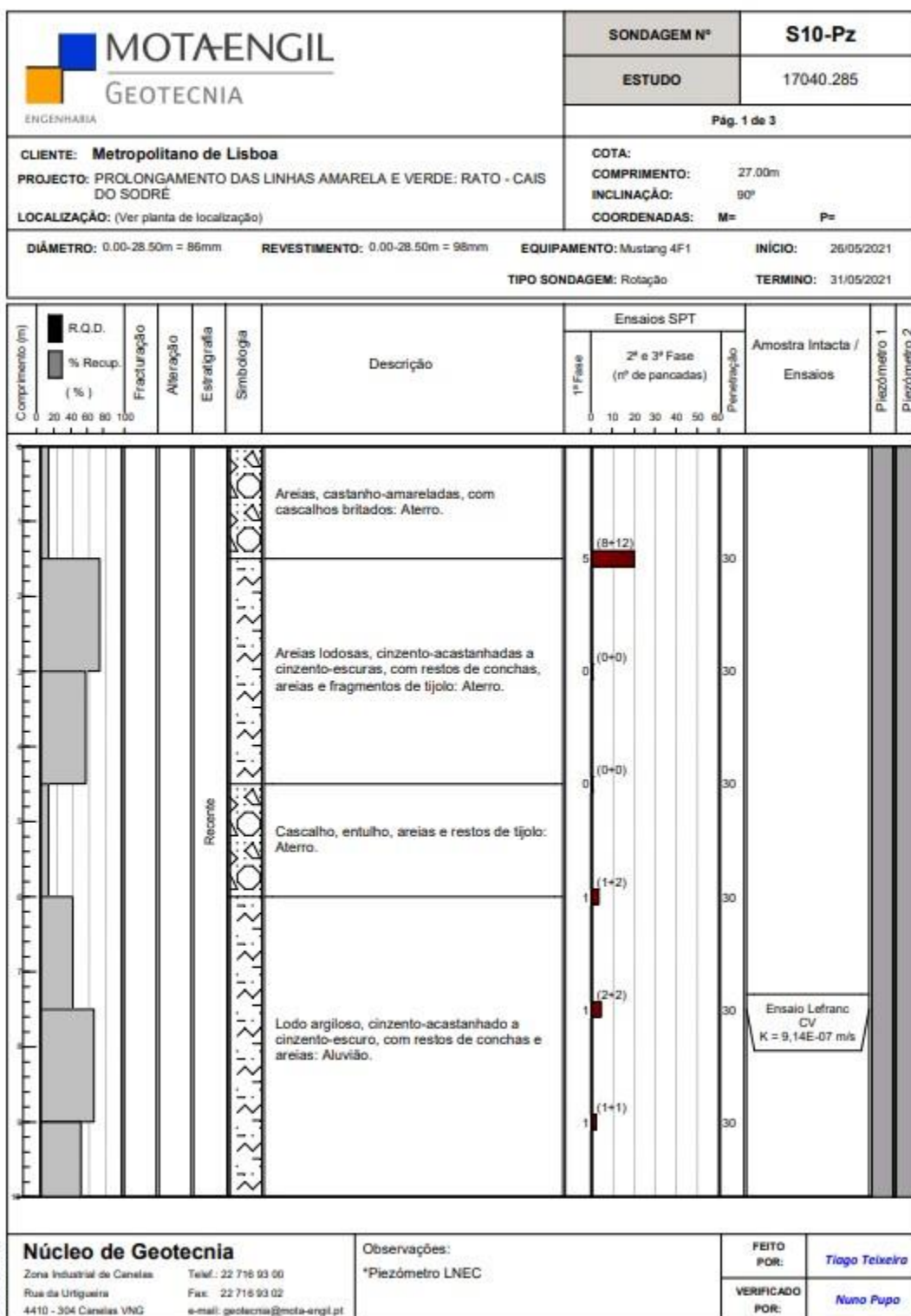


Figura anexo 11 - Sondagem S10-Pz (1)

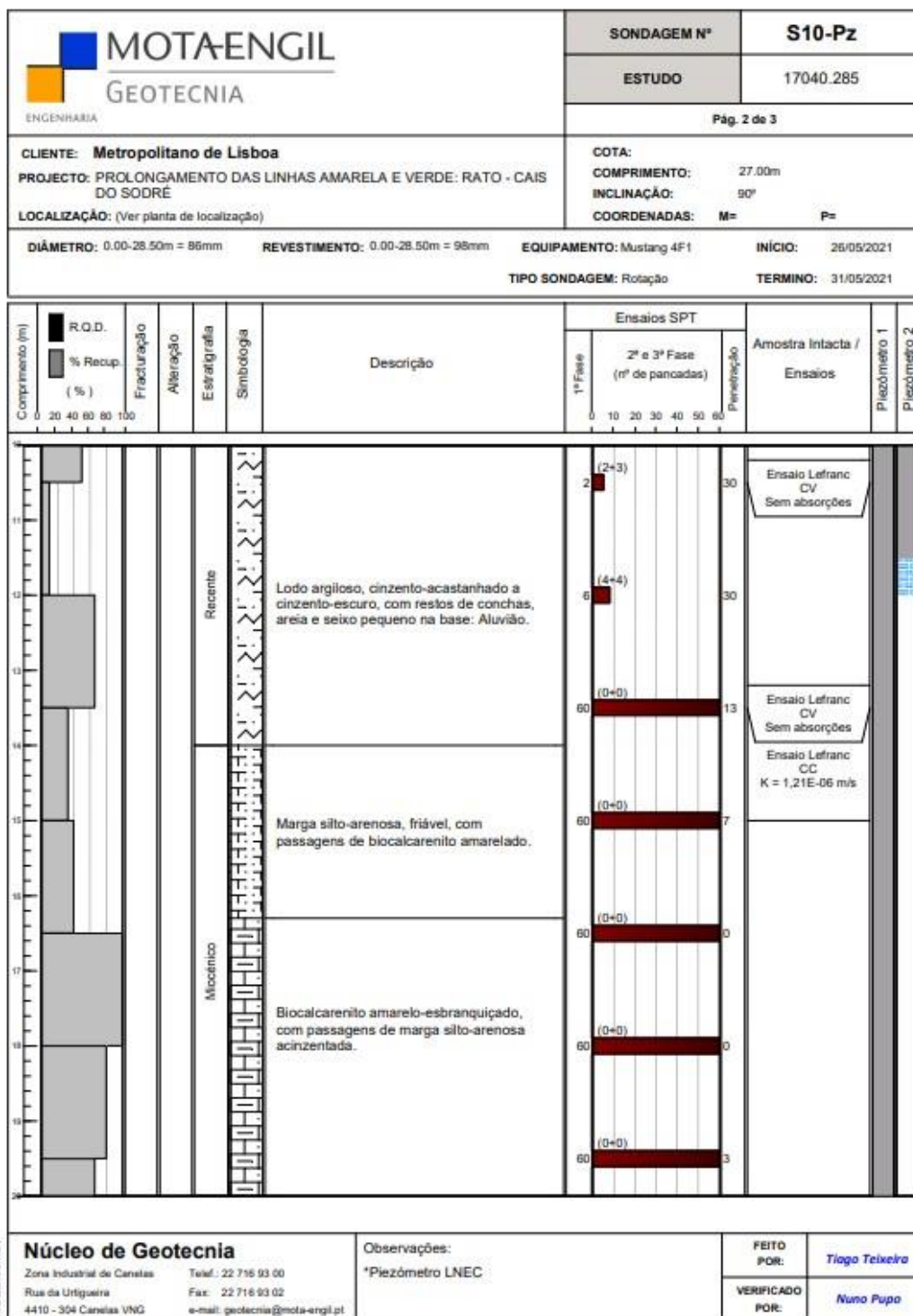


Figura anexo 13 - Sondagem S10-Pz (2)

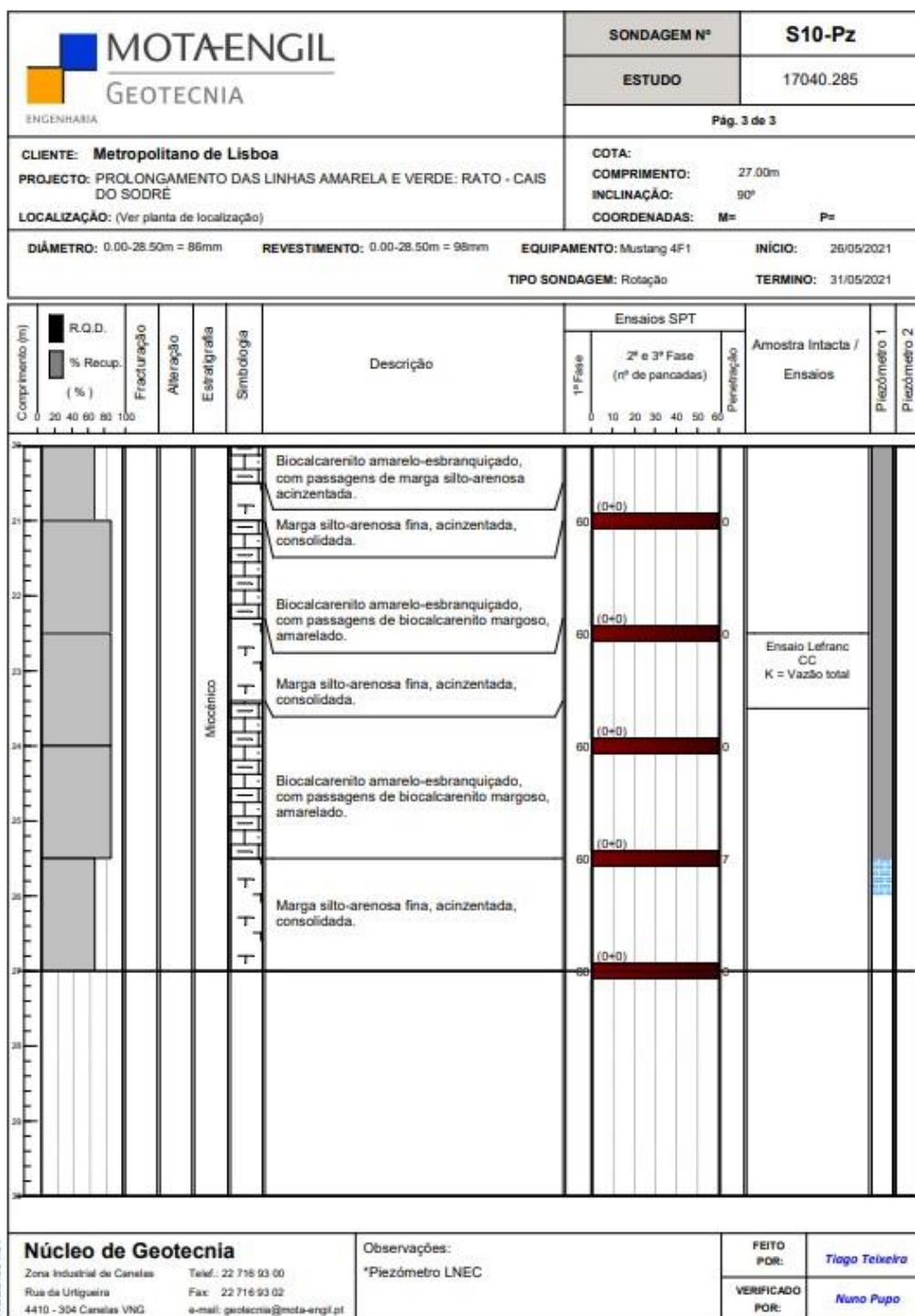


Figura anexo 14 - Sondagem S10-Pz (3)

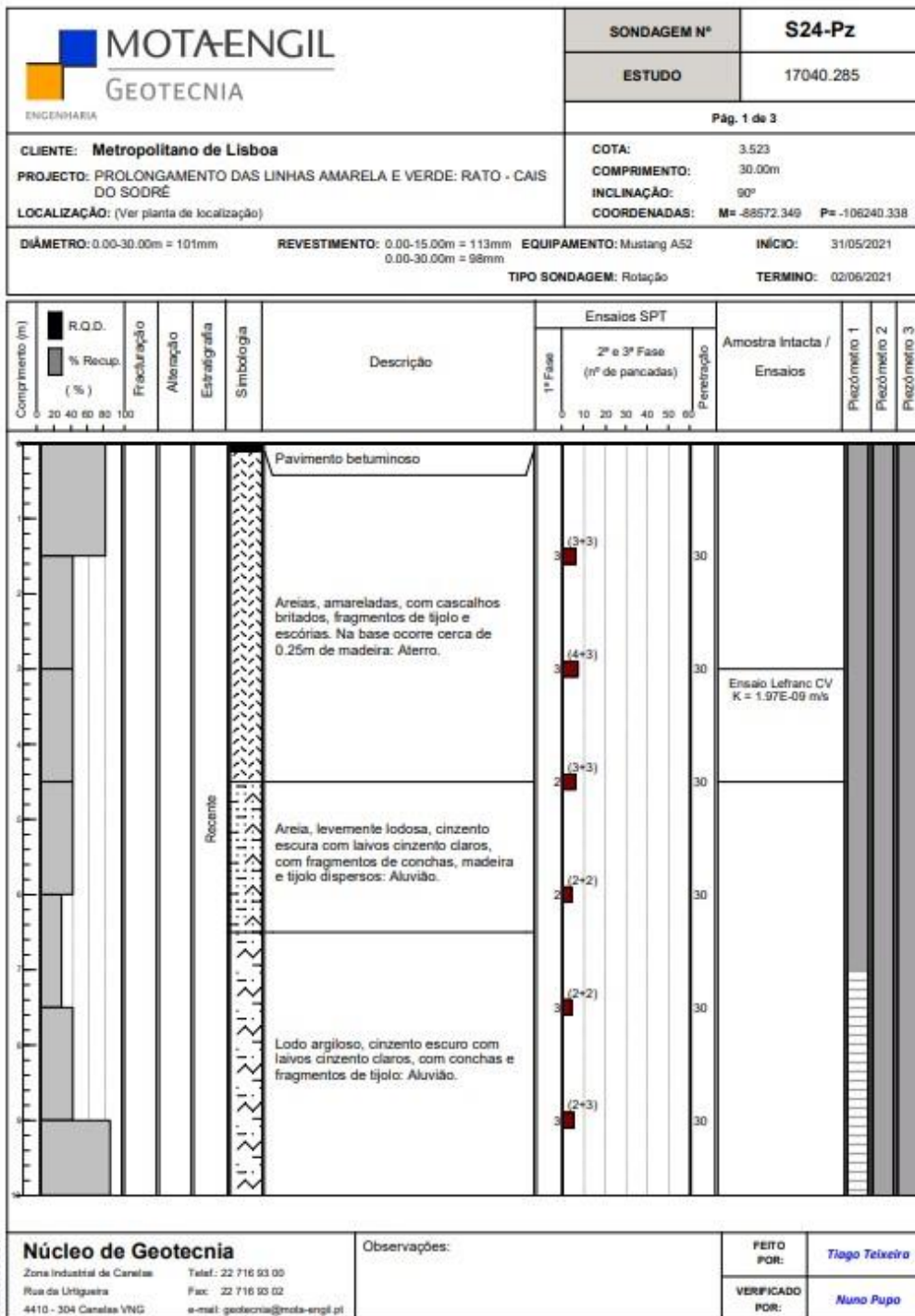


Figura anexo 15 - Sondagem S24 (1)

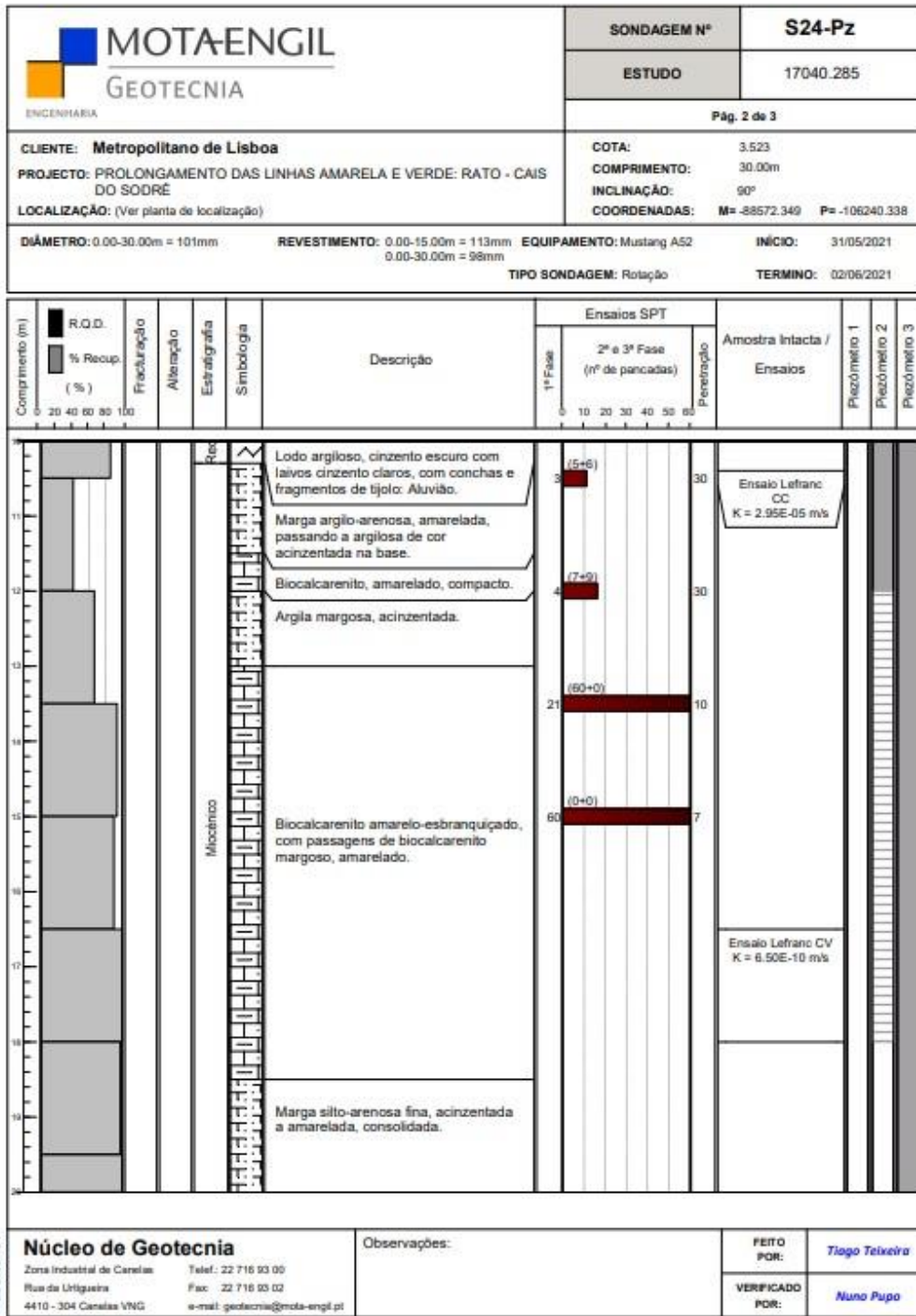


Figura anexo 16 - Sondagem S10-Pz (2)

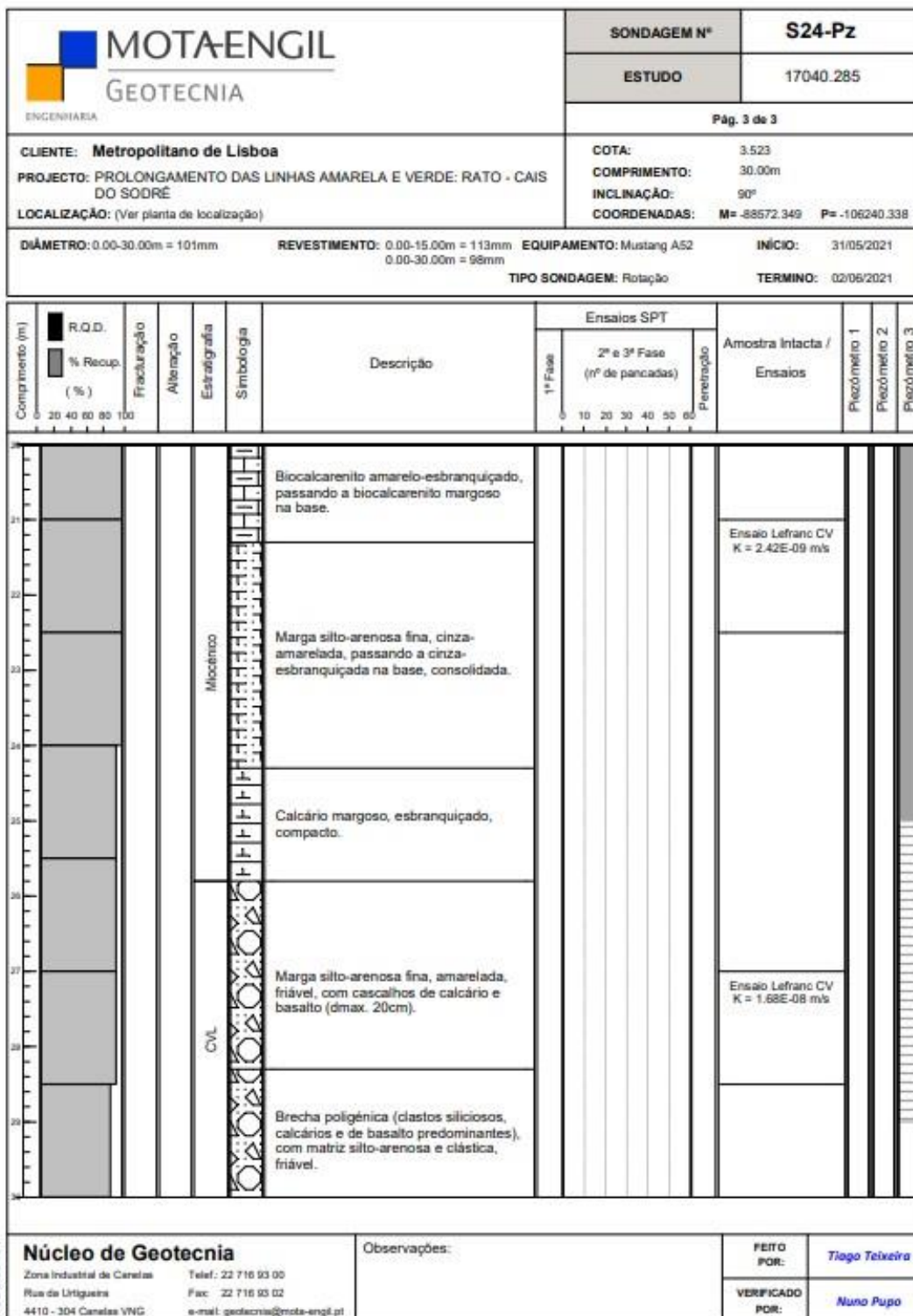


Figura anexo 17 - Sondagem 24 (3)



<2023>

ROBIN LOPES DOS SANTOS

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM MEIO URBANO:

Caso de estudo do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metro de Lisboa, Lote 2