

Soluções de contenção periférica em centros urbanos condicionados pela envolvente

Caso de estudo: Túnel de acesso ao edifício FPM41

Matilde Maria Silva Santos Torres Mendes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador:

Professor Alexandre da Luz Pinto

Júri:

Presidente: Professor Nuno Gonçalo Cordeiro Marques de Almeida

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogais: Professor Augusto Martins Gomes

Professor Rui Pedro Carrilho Gomes

Novembro de 2018

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

A entrega da presente Dissertação marca o fim de um ciclo, de trabalho e de dedicação contínuos, e o início de uma nova etapa na minha vida. Assim, gostaria de expressar a minha gratidão às pessoas e entidades que contribuíram para a sua concretização.

Ao Professor Alexandre Pinto pela dedicação e apoio ao longo das diversas fases de elaboração da Dissertação. Pelos seus ensinamentos, conselhos e críticas que me fizeram querer chegar mais longe. E, acima de tudo, pela sua disponibilidade para responder a todas as minhas dúvidas, tornando a experiência em obra bastante enriquecedora para a minha futura vida profissional.

À empresa JetSJ e ao Dono de obra ECS, Capital, SA., a permissão para o acompanhamento da obra que é aqui objeto de estudo.

Ao Engenheiro João Rocha, da empresa *Rockbuilding*, pela paciência, ajuda e disponibilidade inigualáveis. Por me acompanhar ao longo da realização do trabalho, esclarecendo as várias dúvidas colocadas. Pelo tempo despendido, nas diversas visitas, mesmo em alturas de muito trabalho e grande *stress*.

Aos meus amigos por tudo o que sempre fizeram por mim. Por me ajudarem a ser melhor e me motivarem a atingir novas metas. Pelas noites infindáveis de trabalho, paciência e companheirismo. Por todos os momentos bons que trouxeram à minha vida.

Por último, à minha família. Ao meu irmão e pai pelo amor, carinho e ânimo, diários. Por todos os momentos em que celebraram as vitórias alcançadas e, mais importante do que isso, em que me ajudaram a vencer os desafios e as adversidades. Por nunca terem duvidado das minhas capacidades. À minha mãe por ter sido a minha força.

A todos, o meu sincero obrigado.

Resumo

A escassez de estacionamento em Lisboa, é um dos maiores problemas da cidade pelo que, cada vez mais, os edifícios necessitam de satisfazer esta necessidade. Contudo, o aproveitamento do subsolo para a construção de estruturas subterrâneas requer um enorme e cuidadoso estudo, em razão dos condicionantes ao seu desenvolvimento.

O tema da Dissertação surge no âmbito da problemática exposta, apresentando as soluções de contenção periférica que permitiram a execução do túnel de acesso ao estacionamento do edifício FPM41, bem como das restantes estruturas enterradas. As características do terreno e os condicionantes da obra, nomeadamente as construções vizinhas, obrigaram à aplicação de três soluções de contenção: Parede de Estacas Moldadas, Paredes tipo Munique e Muro de Suporte.

No desenvolvimento do trabalho, dar-se-á ênfase às alterações ao projeto. As alterações realizadas foram de extrema importância, pois comprovaram que existem dificuldades que só são possíveis de constatar em ambiente de obra, e demonstraram a importância de um estudo, cada vez mais aprofundado e rigoroso, a nível geotécnico.

O acompanhamento da construção do túnel evidenciou a importância do Plano de Instrumentação e Observação, como meio de assegurar a integridade das infraestruturas passíveis de ser afetadas pela respetiva construção, medindo os seus deslocamentos através de dispositivos adequados.

Recorrendo ao programa, *Plaxis 2D*, foi elaborada a modelação da solução mais crítica implementada no caso de estudo: Paredes tipo Munique. Assim, é apresentada uma análise comparativa entre os valores dos deslocamentos obtidos na modelação e os da instrumentação, procurando esclarecer as razões para as suas diferenças.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção Periférica, Túnel de Acesso, Paredes tipo Munique, Paredes de Estacas Moldadas, Plano de Instrumentação e Observação, Modelação.

Abstract

The lack of parking is one of the biggest problems in today's cities. Thus, more and more, buildings have to meet this need. However, the use of the subsoil for the construction of structures requires a careful study, due to the conditioning factors for its development.

The theme of this Dissertation arises in the context of the exposed problem, presenting the solutions of earth retaining structures that allowed the execution of the access tunnel to FPM41's building. The soil characteristics and the constraints of the work, namely the neighboring buildings, required the application of three containment solutions: Bored Pile Walls, King Post Walls and Retaining Walls.

In the development of the work, emphasis will be placed on changes made to the project. These were of extreme importance, since they demonstrated that there are difficulties which are only possible to verify in the work environment, also demonstrating at the geotechnical level, the importance of an increased and rigorous study as a standard.

The monitoring of the construction highlighted the importance of the Instrumentation and Observation Plan as a means of ensuring the integrity of the structures that could be affected by the building process, measuring their displacements through appropriate devices.

Resorting to Plaxis computer program, a model of the most critical solution in the case study (King Post Walls) was elaborated. Hence, a comparative analysis between the values of the displacements obtained in the modeling and those of the instrumentation is presented, trying to clarify the reasons for their differences.

KEYWORDS: Earth Retaining Structures, Access Tunnel, Bored Pile Walls, King Post Walls, Instrumentation and Observation Plan, Modeling.

Simbologia

H: Altura de escavação;

δ : Deslocamento horizontal do muro ou do terreno a tardo;

k_a : Coeficiente de impulso ativo;

k_0 : Coeficiente de impulso em repouso;

γ_{sat} : Peso volúmico do solo saturado;

γ_{unsat} : Peso volúmico do solo não saturado;

C_u : Resistência ao corte não drenada do solo;

E: Módulo de deformabilidade;

α : Ângulo entre a ancoragem e a superfície horizontal;

F_{anc} : Força na ancoragem;

F_{a^a} : Força de atrito vertical do lado ativo;

F_{esc} : Força no escoramento;

W: Peso próprio da parede;

σ : Tensão normal;

\varnothing : Diâmetro;

c_{ref} : Coesão efetiva do solo;

φ : Ângulo de resistência ao corte efetivo;

Ψ : Ângulo de dilatância;

m: Expoente da lei de potência que expressa a dependência da rigidez em relação ao nível de tensão;

p_{ref} : Tensão de referência para a rigidez;

E_{ref}^{50} : Módulo de deformabilidade secante em estado triaxial (correspondente a 50% da tensão de rotura) para uma tensão de referência, p_{ref} , considerada igual a 10 kPa;

E_{roed}^{50} : Módulo de deformabilidade edométrico tangente para tensão vertical igual à tensão de referência;

E_{ur}^{50} : Módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para tensão de referência;

ν_{ur}^{nu} : Coeficiente de *Poisson* na fase de descarga;

R_f : Coeficiente de rotura, que relaciona a tensão deviatórica na rotura com a assíntota da hipérbole que traduz a tensão-deformação;

G: Módulo de distorção;

Φ : Ângulo de atrito interno;

R_{inter} : Fator de redução da resistência da interface.

Índice Geral

1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento Geral e Objetivos.....	1
1.2. Estrutura da Dissertação	2
2. Estruturas de Contenção	3
2.1. Considerações Gerais.....	3
2.2. Tipos de estruturas	4
2.2.1. Estruturas de contenção rígidas	4
2.2.2. Estruturas de contenção flexíveis	4
2.3. Soluções adotadas.....	5
2.3.1. Solução adotada 1: Paredes tipo Munique ou Berlim definitivas.....	5
2.3.1.1. Considerações Gerais.....	5
2.3.1.2. Características Fundamentais	6
2.3.2. Solução adotada 2: Cortina de Estacas Moldadas	7
2.3.2.1. Considerações gerais	7
2.3.3.2. Características fundamentais	7
3. Caso de estudo: Túnel de acesso ao edifício FPM41	10
3.1. Enquadramento geral.....	10
3.1.1. Caracterização	10
3.1.1.1. Intervenientes.....	12
3.1.2. Elementos base	12
3.2. Condicionamentos	13
3.2.1. Condicionamentos associados às condições de vizinhança e serviços afetados.....	13
3.2.1.1. Monitorização dos edifícios condicionantes à obra	14
3.2.2. Condicionamentos geológicos-geotécnicos.....	15
3.2.2.1. Considerações gerais	15
3.2.2.2. Campanhas de prospeção geotécnica	16
3.3. Descrição Geral da Obra	20

3.3.1. Zona 1: Cortina de Estacas Moldadas em Betão Armado Escorado	21
3.3.1.1. Levantamento dos condicionamentos e demolição de infraestruturas existentes	22
3.3.1.2. Preparação da plataforma de trabalhos e execução das estacas da cortina	22
3.3.1.3. Execução da viga de coroamento ao longo de todos os alçados da cortina.....	23
3.3.1.4. Realização das microestacas de apoio provisório das vigas de suporte à laje e início da instalação do novo coletor junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa, na R. Pinheiro Chagas	24
3.3.1.5. Execução das sapatas e respetivas armaduras na zona central do túnel	27
3.3.1.6. Execução da laje de cobertura na zona junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa e prolongamento do coletor ao longo da R. Pinheiro Chagas	28
3.3.1.7. Execução do pilar P1T e do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência, na zona central do túnel.....	30
3.3.1.8. Execução das paredes exteriores, na zona junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa, e desenvolvimento do núcleo de escadas, na zona central	31
3.3.1.9. Finalização das paredes junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa, da laje de cobertura na zona central e do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência do túnel	33
3.3.1.10. Trabalhos de execução do pavimento	36
3.3.1.11. Trabalhos de execução da área técnica do túnel	37
3.3.1.12. Execução da zona de ligação entre o túnel e o parque de estacionamento da <i>Empark</i>	39
3.3.1.13. Projeção de betão para finalização das paredes da cortina de estacas e implementação do sistema de drenagem da cortina.....	40
3.3.1.14. Conclusão da área técnica do túnel.....	42
3.3.1.15. Trabalhos de acabamento à superfície.....	42
3.3.2. Zona 2: Paredes tipo Munique ou Berlim definitivo	44
3.3.2.1. Levantamento de condicionamentos, demolição de estruturas existentes e reforço do solo com recurso a caldas de cimento	45
3.3.2.2. Execução da viga de coroamento.....	46
3.3.2.3. Execução da parede de contenção: painéis primários e secundários	48
3.3.2.4. Desenvolvimento da laje de cobertura do túnel.....	50
3.3.2.5. Início dos trabalhos de desenvolvimento da parede oposta à contenção	52
3.3.2.6. Trabalhos relativos à pavimentação do interior do túnel	53
3.3.2.7. Aplicação do sistema de impermeabilização na laje de cobertura	54

3.3.2.8. Instalação do poço de bombagem da água proveniente do sistema de drenagem e finalização da parede oposta à contenção	55
3.3.3. Zona 3: Muro de Suporte	56
3.4. Plano de Instrumentação e Observação.....	58
3.4.1. Grandezas medidas	58
3.4.2. Aparelhos de medição	58
3.4.3. Frequência de Leituras	61
3.4.4. Critérios de Alerta e de Alarme	61
3.4.4.1. Construções Vizinhas e Muro da Casa Museu	61
3.4.4.2. Medidas de Reforço	61
3.4.5. Análise dos valores recolhidos nas campanhas de monitorização	62
3.5. Construção Sustentável	63
4. Modelação da estrutura de contenção Paredes tipo Munique.....	65
4.1. Geometria do modelo.....	65
4.2. Características dos materiais e da malha de elementos finitos.....	68
4.3. Cálculo	70
4.4. Resultados	72
4.4.1. Deslocamentos	72
4.4.2. Esforços	74
4.5. Análise dos Resultados: Comparação com os valores da Monitorização	74
4.6. Retroanálise	76
5. Considerações Finais	78
5.1. Aspetos Fundamentais	78
5.2. Desenvolvimentos Futuros	80
Referências bibliográficas	81

Índice de Figuras

Figura 1 (adaptada de [7]): Recurso a estacas moldadas como solução de contenção e de fundação.....	7
Figura 2 (adaptada de [8]): Cortina de estacas moldadas espaçadas, assumindo o espaçamento máximo admitido.....	8
Figura 3 (retirada de [8]): Elementos constituintes da cortina	9
Figura 4 (retirada de [9]): Vista aérea da zona de implementação do túnel de acesso	11
Figura 5 (adaptada de [10]): Planta da área de implementação do túnel de acesso	11
Figura 6 (adaptada de [9]): Posicionamento do túnel em relação ao cruzamento da Av. 5 de Outubro com a R. Pinheiro Chagas	14
Figura 7 (obtida no local da obra a 4 de abril): Pormenor da localização da caixa responsável pelos semáforos que condicionou o desenvolvimento do túnel	14
Figura 8 (retirada de [12]): Enquadramento geológico da área de estudo	15
Figura 9 (retirada de [12]): Sonda Mobile Drill, utilizada na execução das sondagens.....	17
Figura 10 (retirada de [12]): Esquema de realização do ensaio SPT	17
Figura 11 (adaptada de [12]): Localização, em planta, das sondagens e do poço de inspeção	18
Figura 12 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Junta de dilatação entre o edifício FPM41 e o respetivo túnel de acesso	20
Figura 13 (adaptada de [10]): Planta das diferentes zonas da obra, de acordo com o tipo de contenção utilizado	21
Figura 14 (obtida no local a 4 de abril de 2018): Pormenor da realização da escavação sem ser em talude.....	23
Figura 15 (retirada de [10]): Corte tipo com atenção à pormenorização da viga de coroamento VC1	24
Figura 16 (retirada de [10]): Corte tipo com atenção à pormenorização das microestacas de apoio provisório.....	24
Figura 17 (obtida no local a 4 de abril de 2018): Pormenor dos escoramentos apoiados	25
Figura 18 (obtida no local a 19 de abril de 2018): Pormenor da instalação do novo coletor	26
Figura 19 (adaptada de [14]): Planta da zona junto à Maternidade onde foi instalado o novo coletor e respetivas caixas de visita	26
Figura 20 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Pormenor das armaduras das sapatas dos pilares.....	27
Figura 21 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Pormenor de uma das sapatas de suporte aos pilares.....	27
Figura 22 (adaptada de [15]): Planta da zona central do túnel onde foi instalada a sapata do pilar P1T..	28
Figura 23 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Pormenor do revestimento de cobre nas ligações dos cabos novos aos existentes para proteção de infraestruturas contra fugas	29

Figura 24 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Pormenor do recurso à entivação e à colocação de areias sobre o coletor	29
Figura 25 (adaptada de [15]): Planta da caixa de escadas com identificação do corte (à esq.) e do respetivo corte (à dir.)	30
Figura 26 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Execução do pilar central P1T e das paredes do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência	30
Figura 27 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Pormenor do desenvolvimento do núcleo de escadas, da instalação dos coletores e da zona inicial/de entrada do túnel	31
Figura 28 (obtida no local da obra a 5 de junho de 2018): Pormenor do desenvolvimento do túnel na zona inicial com especial atenção à colocação das cofragens	32
Figura 29 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Pormenor da inexistência de escoramento adequado na construção da parede do núcleo de escadas	32
Figura 30 (obtida no local da obra a 5 de junho de 2018): Início dos trabalhos relativos à execução da laje de cobertura, na zona central do túnel.....	33
Figura 31 (obtida no local da obra a 8 de junho de 2018): Betonagem de uma das paredes do túnel no troço junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa.....	33
Figura 32 (obtida no local da obra a 8 de junho de 2018): Fase de cura da laje de cobertura da zona central do túnel.....	34
Figura 33 (obtida no local da obra a 20 de junho de 2018): Finalização dos trabalhos de escavação na zona central do túnel.....	34
Figura 34 (obtida no local da obra a 20 de junho de 2018): Pormenor da diminuição de espessura das paredes do túnel, na zona junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa.....	35
Figura 35 (obtida no local da obra a 20 de junho de 2018): Coletor praticamente enterrado e respetiva caixa de visita.....	35
Figura 36 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Pormenor da finalização da laje de cobertura do túnel.....	36
Figura 37 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Início dos trabalhos de colocação do pavimento no interior do túnel.....	36
Figura 38 (retirada de [15]): Pormenor relativo à constituição do pavimento	37
Figura 39 (obtida no local da obra a 19 de julho de 2018): Pormenores relativos à colocação das armaduras do pavimento	37
Figura 40 (obtida no local da obra a 19 de julho de 2018): Zona reservada à área técnica do túnel	38
Figura 41 (adaptada de [15]): Planta da área técnica e da zona de ligação entre o túnel e o parque de estacionamento existente	38
Figura 42 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Zona de ligação entre o túnel e o parque de estacionamento existente (à esq.) e pormenor da grelha de ventilação do parque existente (à dir.).....	39

Figura 43 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Zona de ligação entre as paredes do túnel e as do parque de estacionamento existente	40
Figura 44 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Paredes do túnel.....	40
Figura 45 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Colocação dos geodrenos.....	41
Figura 46 (obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018): Avanços na execução da área técnica: elevação das paredes	42
Figura 47 (obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018): Avanços à superfície	43
Figura 48 (obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018): Precauções no enterro de infraestruturas ..	43
Figura 49 (adaptada de [10]): Planta da zona de implementação das paredes de Berlim definitivo	44
Figura 50 (retirada de [10]): Corte 1-1 posicionamento das colunas de calda e das microestacas da solução	46
Figura 51 (adaptada de [10]): Alçado HI, pormenor da viga de coroamento apoiada em microestacas verticais com uniões exteriores e da disposição dos painéis primários e secundários.....	47
Figura 52 (obtida no local da obra a 19 de abril de 2018): Pormenor da instalação de escoras provisórias, da laje de cobertura onde estas se apoiam, dos cachorros e das microestacas).....	48
Figura 53 (retirada de [10]): Corte 1-1 relativo ao pormenor dos cachorros e das microestacas	48
Figura 54 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Pormenor dos diferentes níveis de painéis a executar, delimitados por um traço a azul	49
Figura 55 (adaptada de [10]): Pormenor da sapata instalada	50
Figura 56 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Execução da laje de cobertura do túnel (à esq.) e aplicação da emulsão betuminosa para proteção do betão enterrado (à dir.)	50
Figura 57 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Pormenor do rebaixamento da laje e da conduta de ventilação	51
Figura 58 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Rebaixamento da laje para permitir o acesso ao tubo de esgoto da Casa Museu	51
Figura 59 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Pormenor da instalação do fio-de-prumo ao longo da parede do parque “Saldanha” da <i>Empark</i>	52
Figura 60 (adaptada de [15]): Corte T2 (à esq.) e planta com identificação do corte no projeto (à dir.)....	53
Figura 61 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Execução do piso térreo	53
Figura 62 (retirada de [15]): Pormenor da constituição do sistema de impermeabilização da laje	54
Figura 63 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Colocação da última camada constituinte do sistema de impermeabilização da laje de cobertura: manta geotêxtil	54
Figura 64 (obtida no local da obra a 19 de julho de 2018): Poço de acumulação de água (à esq.) e do respetivo sistema de bombagem da mesma (à dir.).....	55
Figura 65 (obtida no local da obra a 17 de setembro de 2018): Parede do túnel oposta à contenção realizada através da projeção de betão	56
Figura 66 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Posicionamento da grua	57

Figura 67 (obtida no local da obra a 19 de abril de 2018): Muro de suporte.....	57
Figura 68 (obtidas no local da obra a 5 e a 8 de junho de 2018, respetivamente): Zona a tardo do Muro de Suporte.....	58
Figura 69 (adaptada de [18]): Localização dos 3 alvos topográficos no alçado do muro da Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves voltado para a Av. 5 de Outubro	59
Figura 70 (adaptada de [18]): Localização dos 2 alvos topográficos no alçado do edifício envolventes ao túnel voltado para a R. Pinheiro Chagas	59
Figura 71 (adaptada de [18]): Localização dos 8 alvos topográficos no alçado do edifício da Casa Museu voltado para a Av. 5 de Outubro	59
Figura 72 (adaptada de [18]): Localização dos 2 alvos topográficos no alçado do edifício da Maternidade Dr. Alfredo da Costa voltado para a R. Pinheiro Chagas	60
Figura 73 (adaptada de [18]): Localização dos 2 alvos topográficos no alçado do <i>Hotel Zenit Lisboa</i> voltado para a R. Pinheiro Chagas	60
Figura 74 (obtida no local da obra a 9 de junho de 2018): Pormenor da instalação de um alvo topográfico na Casa Museu (à esq.) e no muro da Casa Museu (à dir.).....	60
Figura 75 (retirada de [15]): Corte T2 (à esq.) e planta com a identificação do corte no projeto (à dir.) ...	65
Figura 76 (retirado de [12]): Perfil interpretativo 1	66
Figura 77: Modelação numérica da solução no <i>Plaxis</i>	68
Figura 78: Malha de elementos finitos criada no <i>Plaxis</i>	70
Figura 79 : Faseamento construtivo das Paredes tipo Munique inserido no <i>Plaxis</i>	70
Figura 80: Deformações da Parede tipo Munique na fase final (sapata instalada).....	72
Figura 81: Deformações horizontais (à esq.) e deformações verticais (à dir.) da Parede tipo Munique na fase final (sapata instalada) (1).....	72
Figura 82: Deformações horizontais (à esq.) e deformações verticais (à dir.) da Parede tipo Munique na fase final (sapata instalada) (2).....	77

Índice de Tabelas

Tabela 1 (retirada de [12]): Síntese da quantidade de trabalhos executados em cada sondagem	18
Tabela 2 (retirada de [9]): Coluna litoestratigráfica local	19
Tabela 3 (retirada de [9]): Valor dos parâmetros geotécnicos para cada unidade litoestratigráfica	19
Tabela 4: Comparação dos deslocamentos do alvo MCM2 com os critérios de alerta e de alarme	63
Tabela 5 (retirada de [19]): Incorporação de agregados reciclados de betão: ARB1 e ARB2	64
Tabela 6 (adaptada de [12]): Valores dos parâmetros geotécnicos de cada uma das camadas do solo..	66
Tabela 7: Características das zonas geotécnicas inseridas no <i>Plaxis</i>	69
Tabela 8: Características dos elementos estruturais inseridas no <i>Plaxis</i>	69
Tabela 9: Deslocamentos obtidos através da modelação da solução no <i>Plaxis</i> , na fase final, comparados com os critérios de alerta e de alarme	73

Índice de Gráficos

Gráfico 1 (adaptado de [18]): Deslocamentos horizontais no tempo, medidos no alvo MCM2, no eixo yy62	
Gráfico 2 (adaptado de [18]): Deslocamentos verticais no tempo, medidos no alvo MCM2, no eixo zz ...	62

1. Introdução

1.1. Enquadramento Geral e Objetivos

Nos últimos anos verificou-se um incremento no sector da construção, em particular no centro da cidade de Lisboa, em consequência do crescimento dos mercados imobiliário e turístico, aliado a um significativo aumento da população. Em face do acréscimo das necessidades e das exigências da população, torna-se indispensável encontrar novas soluções de construção que as satisfaçam. Nesse sentido, a evolução dos referidos mercados obriga ao aproveitamento de espaços onde as soluções técnicas a aplicar são, por vezes, únicas e de extrema complexidade.

A escassez do número dos espaços disponíveis para novas edificações, conduz, naturalmente, a um maior aproveitamento do subsolo, nomeadamente para a materialização de parques de estacionamento subterrâneos e de túneis, de modo a satisfazer as necessidades de estacionamento, comodidade e acesso da população. Todavia, para que este tipo de obras seja executado de forma adequada, é necessário um conhecimento aprofundado das condições geológicas e geotécnicas do local pois, caso contrário, os riscos inerentes à realização das obras são evidentes.

A preocupação com o estudo dos terrenos tem vindo a suscitar uma maior atenção por parte das empresas construtoras pois, a tomada de consciência relativamente à sua importância para o correto desenvolvimento de uma obra, também aumentou. Esta tomada consciência está intimamente relacionada com a procura de locais para implementação de obras, muitas vezes condicionadas por construções vizinhas, de alto valor patrimonial e social, que não podem sofrer quaisquer alterações ao seu estado de conservação.

A problemática exposta vai ao encontro do tema da presente Dissertação, que tem como objetivo o estudo rigoroso, no terreno, de soluções de escavação e de contenção periférica, utilizadas na materialização de um túnel de acesso a um parque de estacionamento subterrâneo. No desenvolvimento do trabalho, são descritas e analisadas as soluções adotadas no caso de estudo, tendo especialmente em atenção algumas alterações que foram necessárias implementar em obra, em face do que tinha sido inicialmente estipulado em projeto.

Uma vez que a implementação do túnel objeto de estudo foi imensamente condicionada pela existência de construções vizinhas de elevado valor patrimonial e social, teve de ser dada especial relevância ao Plano de Instrumentação e Observação, em razão da sua importância para uma adequada monitorização das estruturas em causa. A modelação da solução de contenção periférica que obteve valores mais desfavoráveis na monitorização, Paredes tipo Munique, foi executada com recurso ao programa *Plaxis 2D*, de modo a permitir estabelecer uma análise comparativa entre os valores dos deslocamentos obtidos neste programa e os que resultaram da Instrumentação.

Em linha com a crescente consciencialização da necessidade de proteger o meio ambiente, recursos e matérias-primas são, também, apresentadas algumas soluções que poderiam ter sido implementadas no caso de estudo, de modo a que respetiva construção fosse executada de uma forma mais sustentável.

1.2. Estrutura da Dissertação

A exposição dos conteúdos relativos ao tema da Dissertação encontra-se organizada em 5 Capítulos. No presente Capítulo, que corresponde ao **Capítulo 1** - Introdução -, é apresentado um enquadramento geral do tema; os principais objetivos do trabalho desenvolvido; e a estrutura da Dissertação.

No **Capítulo 2** - Estruturas de Contenção - são explanados conteúdos teóricos relativos às matérias relevantes para o desenvolvimento e compreensão do caso de estudo. Nesse sentido, é efetuada uma breve exposição das diferenças entre estruturas rígidas e flexíveis, nomeadamente no que toca ao seu modo de funcionamento. São, ainda, caracterizadas mais pormenorizadamente as soluções adotadas no desenvolvimento do túnel objeto de estudo.

O **Capítulo 3** versa sobre o caso de estudo propriamente dito: o túnel de acesso ao Edifício FPM41. Em primeiro lugar, é elaborado um enquadramento geral da obra e expostos os principais condicionantes ao respetivo desenvolvimento. De seguida, são analisadas as três soluções de contenção periférica que possibilitaram a construção do túnel, Paredes tipo Munique; Cortina de Estacas Moldadas; e Muro de Suporte. É, ainda, dada especial ênfase ao Plano de Instrumentação e Observação, indispensável ao correto acompanhamento e desenvolvimento de obras desta natureza, e à salvaguarda, em simultâneo, do estado de conservação dos edifícios contíguos. Por último, são expostas algumas das principais preocupações com as consequências nefastas resultantes das atividades humanas, que dizem respeito ao sector da Engenharia Civil. Em decorrência, procedeu-se a uma breve análise de algumas medidas aplicadas no caso de estudo e uma reflexão acerca de outras medidas passíveis de serem adotadas, em razão da suscetibilidade de traduzirem benefícios ambientais.

O **Capítulo 4** é reservado à apresentação dos resultados provenientes da modelação da solução Paredes tipo Munique, realizada com recurso ao programa de elementos finitos *Plaxis 2D*. Depois de efetuada uma análise comparativa entre os valores verificados em obra, de acordo com o Plano de Instrumentação e Observação, e os valores calculados através deste programa, procurou estabelecer-se as razões para as diferenças verificadas entre ambos os resultados.

Finalmente, o **Capítulo 5** é dedicado às considerações finais.

2. Estruturas de Contenção

2.1. Considerações Gerais

Como foi referido anteriormente, verificou-se um crescimento exponencial na procura de terrenos nas zonas mais nobres da cidade de Lisboa, consequência do crescimento das atividades ligadas aos serviços e do turismo. Assim, a constante escassez de espaços onde, efetivamente, se pode edificar conduz a um maior aproveitamento dos terrenos subterrâneos, por forma a satisfazer diversas necessidades sociais, nomeadamente através da construção de garagens e caves, promovendo o conforto dos utilizadores que, por sua vez, têm de ter os acessos assegurados, por exemplo, através de túneis.

Neste tipo de obras é necessário ter sempre em consideração as construções vizinhas e, para que estas sejam protegidas, é imprescindível recorrer a estruturas de contenção ou suporte. Entende-se por estruturas de contenção ou suporte aquelas que, como a própria designação indica, sustentam os terrenos, rochas e/ou água, na zona a tardo da escavação. Este tipo de estruturas permite a criação de diferentes cotas de trabalho, evitando o escorregamento dos maciços derivado do seu peso próprio ou por ações externas. Os condicionamentos que lhe são impostos como, por exemplo, a limitação do espaço, obrigam a que seja necessário aproveitar a totalidade da área do lote, pelo que este tipo de estruturas são as mais adequadas [1].

Assim, para que o recurso a este tipo de estruturas seja adequado e executado em segurança, quer para os trabalhadores, quer para os futuros utilizadores das estruturas, é necessário ter conhecimento, *a priori*, de inúmeros fatores técnicos e económicos. Atendendo à natureza da obra objeto de estudo, são de destacar como principais aspetos técnicos: os requisitos associados à preservação das construções vizinhas face à área disponível para a elaboração dos trabalhos; e as condições geológicas e geotécnicas do local, atendendo à profundidade de escavação e do nível freático. Como aspetos económicos são de evidenciar: o orçamento disponível em razão dos prazos de execução estabelecidos no mapa de trabalhos; e o montante necessário para o aluguer de equipamentos especializados e para a contratação de pessoal tecnicamente qualificado para o respetivo manuseamento [2].

É ainda de sublinhar que, em consequência das enormes alterações que se registam nas condições dos terrenos e, naturalmente, nas condições das construções vizinhas, é necessário assegurar um rigoroso acompanhamento da obra através da comparação periódica entre os valores previstos em projeto e os avaliados no local. Uma vez que estas alterações são, por vezes, superiores ao previsto é imprescindível definir, em projeto, medidas de reforço para as soluções a implementar [2].

2.2. Tipos de estruturas

De acordo com [3], as estruturas de contenção periférica distinguem-se em três tipos: flexíveis; rígidas; e mistas (caso englobem ambos os tipos).

2.2.1. Estruturas de contenção rígidas

Nas estruturas de contenção rígidas, verifica-se que a capacidade e a resistência são asseguradas pelo seu peso próprio, sendo os impulsos exercidos pelas terras na zona a tardo da contenção, equilibrados com a força gravítica provocada pelo próprio elemento de suporte, evitando, assim, possíveis situações de deslizamentos ou deslocamentos excessivos [2].

Por outras palavras, uma “estrutura designa-se habitualmente como estrutura de suporte rígida, pelo facto de funcionar como um corpo rígido, não sendo a sua deformabilidade muito significativa, nem tendo consequências importantes no seu comportamento” [4]. Estas estruturas são caracterizadas pela sua elevada espessura e por sapatas, com ou sem saliência inferior. É de referir, a título de exemplo, os muros de gravidade e os muros de betão armado, como estruturas de contenção rígida. No caso de estudo foi implementada uma solução do tipo rígida, **Muro de Suporte de Betão Armado**, sendo, por isso mesmo, explicada com maior pormenorização no Capítulo 3.

2.2.2. Estruturas de contenção flexíveis

Contrariamente ao que se verifica para as estruturas de suporte rígidas, onde o peso próprio é fundamental para assegurar a contenção do terreno, nas estruturas de suporte flexíveis este parâmetro tem uma contribuição praticamente nula para o suporte do mesmo. Esta diferença advém do facto das estruturas do tipo flexível funcionarem fundamentalmente à flexão. A estabilidade destas estruturas é assegurada “através da introdução dos elementos de suporte horizontal (travamentos) e das suas fundações” [2]. Assim, este tipo de estruturas distingue-se pela sua reduzida esbelteza e espessura, características essas muito vantajosas em obras como a apresentada no caso de estudo, onde a área de escavação foi altamente condicionada, nomeadamente pelas estruturas vizinhas [2]. Estas características resultam, também, numa maior suscetibilidade às pressões exercidas pelo solo na contenção que, por sua vez, implicam maiores deslocamentos. Como consequência, as estruturas de contenção flexíveis apresentam uma maior capacidade de redistribuição de esforços face à sua deformabilidade, permitindo que os momentos flectores instalados sejam inferiores aos que são aferidos numa estrutura de contenção rígida [1].

Tendo sido apresentadas as principais diferenças de comportamento para cada um dos tipos de estruturas de contenção, é também importante enunciar as consequências dessas diferenças no modo de funcionamento de cada um dos tipos, bem como as teorias que lhes estão associadas. Assim, nos Anexos I e II, é apresentada uma breve explicação dos respectivos modos de funcionamento, por forma a completar os conteúdos expostos.

Existem estruturas de contenção periférica flexíveis de diversos tipos, contudo, não sendo a sua explicação enriquecedora para o desenvolvimento da Dissertação, apenas são apresentadas as principais vantagens e desvantagens associadas a cada uma delas, numa tabela adaptada de [5], no Anexo III. Esta tabela tem como função elucidar a forte correlação que existe entre o tipo de contenção e a situação real de obra, bem como algumas das razões que fundamentaram a escolha da solução que foi definida no projeto. No caso de estudo, foram implementadas as soluções do tipo flexível, **Paredes tipo Munique e Cortinas de Estacas Moldadas** sendo, por isso, explicadas com maior pormenorização, de imediato, nos subcapítulos 2.3.1. e 2.3.2.

2.3. Soluções adotadas

2.3.1. Solução adotada 1: Paredes tipo Munique ou Berlim definitivas

2.3.1.1. Considerações Gerais

A escolha da solução de contenção periférica flexível Paredes tipo Munique é derivada das suas vantagens, de entre as quais se podem destacar a economia associada aos processos construtivos que a contemplam; o reduzido nível de especialização e tecnologia que lhe estão associados; e a desnecessidade de uma grande área de estaleiro [5]. Esta última vantagem acaba por ganhar mais relevância nos dias de hoje pois, conforme já foi mencionado, cada vez mais a construção é limitada pela sua envolvente e o respetivo desenvolvimento é restrito à área do lote.

Todavia, a solução também comporta algumas desvantagens no que diz respeito à sua execução em meio urbano pois, embora não necessite dos terrenos vizinhos para ser implementada, provoca a descompressão desses mesmos terrenos. A descompressão dos terrenos vizinhos pode resultar na ocorrência de assentamentos ao nível das fundações das estruturas contíguas à escavação. Estes assentamentos, por sua vez, são suscetíveis de provocar graves danos [5]. Para contrariar esta desvantagem é necessário, muitas vezes, aplicar soluções de reforço nos terrenos contíguas, conforme se pôde verificar na obra do caso de estudo, apresentada no Capítulo 3.

Acresce, que esta estrutura de contenção não é passível de ser aplicada em todos os ambientes, nomeadamente na presença de um nível freático elevado, pois não assegura a estanqueidade a longo prazo [5]. Contudo, quando comparada com outras soluções (como, por exemplo, Paredes de Berlim), é

uma solução estanque. No caso de estudo, o nível freático encontrava-se a uma profundidade muito superior à da cota de escavação do túnel, pelo que foi possível adotar as Paredes tipo Munique como solução para uma das zonas do túnel.

Antes da execução propriamente dita das Paredes tipo Munique é necessário adquirir conhecimentos sobre as diversas variáveis que condicionam a sua execução, de modo a que as condições de segurança sejam asseguradas ao longo do seu ciclo de vida. Posteriormente, na sua implementação em obra, todos os passos obedecem a regras e a critérios com a finalidade de que, também a respetiva execução, seja tão correta quanto possível. No Capítulo 3, reservado à apresentação do caso de estudo, será detalhado o seu processo construtivo pelo que, no presente subcapítulo, apenas serão enunciados os pontos mais relevantes, de forma sucinta, para evitar a repetição de conteúdos.

2.3.1.2. Características Fundamentais

A execução de Paredes tipo Munique (ou Berlim definitivo) passa por duas fases, a provisória, que engloba as várias etapas da escavação, e a definitiva. Na primeira, embora a estrutura funcione, também, como uma viga contínua, os apoios horizontais que correspondem às ancoragens ou escoramentos, acabam por ser apoios discretos e, por isso mesmo, mais flexíveis. Na segunda, a cortina está, em geral, “apoiada rigidamente ao nível dos pavimentos dos pisos enterrados (assume-se que se trata de uma parede que ficará integrada da superestrutura de um edifício com caves) e das fundações” [6]. As ancoragens ou escoramentos são indispensáveis na fase provisória, mas na fase definitiva, sempre que possível, são desativadas e substituídas por elementos estruturais.

Esta estrutura de contenção é concretizada do ponto de cota mais alto da escavação para o mais baixo, “através de cortinas de betão armado suportadas horizontalmente por elementos de travamento do tipo ancoragens ou escoras, e fundadas através da introdução de perfis metálicos ou microestacas” [2].

O efeito de arco traduz-se pela atenuação das tensões nas zonas mais fragilizadas, consequência da “redistribuição de esforços das zonas de menor para as de maior deformabilidade” [2]. O fenómeno do efeito de arco ocorre aquando da realização dos painéis das paredes. A execução dos painéis obedece a diversas regras para que seja garantida a segurança, contudo, é de referir a obrigatoriedade de serem realizados os painéis primários e, só posteriormente, os secundários. Esta regra advém do facto de, na execução das Paredes tipo Munique, se tirar partido do efeito de arco no decorrer da fase de escavação, através das banquetas de terras (estas suportam os solos contíguos ao local escavado para a realização dos painéis). “Assim, durante a escavação, há uma redução significativa das tensões na zona escavada e um aumento das mesmas no solo lateralmente adjacente” [2].

2.3.2. Solução adotada 2: Cortina de Estacas Moldadas

2.3.2.1. Considerações gerais

A solução de contenção periférica Cortina de Estacas define-se como “uma parede descontínua de estacas pouco distanciadas entre si (podendo mesmo intersectar-se)” [7]. As estacas, parte integrante da cortina, são executadas no interior do terreno antes da fase de escavação.

As estacas podem ser executadas com recursos a diferentes métodos. Contudo, as “mais utilizadas neste tipo de contenção periférica são as moldadas, muito devido ao desenvolvimento progressivo dos equipamentos para a sua execução” [8]. Na execução de estacas moldadas, quer tenha sido utilizado tubo moldador ou não, o terreno é o responsável pelo enformar das estacas. Para além disso, esta opção também apresenta algumas vantagens em relação às estacas cravadas, como por exemplo, não infligirem vibrações elevadas no terreno. De resto, é de referir a propósito, que a execução de estacas cravadas não é permitida em meio urbano, uma vez que as vibrações resultantes da respetiva implementação são suscetíveis de provocar danos significativos nas estruturas contíguas.

As cortinas de estacas moldadas apresentam dois tipos de utilização distinta: como elemento de fundação das estruturas ou como elemento resistente de contenção periférica. Em algumas obras, é normal verificar-se que as estacas moldadas são utilizadas como solução quer para a contenção periférica, quer para as fundações, conforme ilustrado na figura 1, adaptada de [7].

- Elemento resistente de contenção periférica
- Elemento de fundação de estruturas

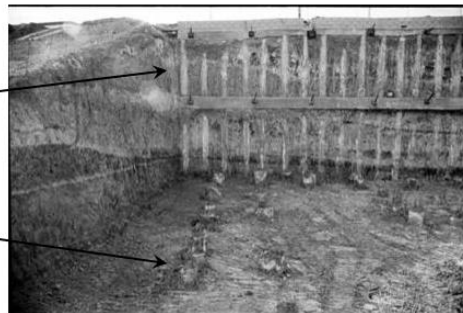


Figura 1 (adaptada de [7]): Recurso a estacas moldadas como solução de contenção e de fundação

2.3.3.2. Características fundamentais

As cortinas de estacas moldadas apresentam três tipologias distintas: espaçadas, tangentes ou secantes. Todavia, uma vez que na obra objeto de estudo só foram aplicadas estacas espaçadas, apenas estas serão alvo de explicação.

Nesta tipologia, “o espaçamento entre estacas é um parâmetro escolhido em projecto consoante as características/exigências da obra em questão, nomeadamente as condições geológico-geotécnicas do local (tipo de terrenos a suportar e suas características), a presença ou não de nível freático (necessidade de impermeabilização), as acções actuantes sobre a cortina (esforços de dimensionamento), e, por fim, o nível de deformações admissível (relacionado com as condições de vizinhança) ” [8]. O espaçamento máximo admitido entre estacas espaçadas é de $1 \times \varnothing$ (diâmetro) m.

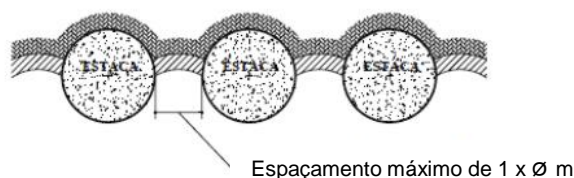


Figura 2 (adaptada de [8]): Cortina de estacas moldadas espaçadas, assumindo o espaçamento máximo admitido

Na fase provisória de execução desta solução, a estabilização dos terrenos compreendidos entre estacas é assegurada pelo efeito de arco, já explicado no subcapítulo 2.3.1.2., a propósito da solução Paredes tipo Munique. Posteriormente, na fase definitiva, a estabilização dos terrenos entre estacas consecutivas é garantido através de duas vias: a projeção, contra o terreno, de betão constituído por fibras de aço ou a projeção de betão “normal” sobre uma malha soldada [8].

Este tipo de solução não assegura a impermeabilização da contenção pelo que, na maioria dos casos, é obrigatório o recurso a drenos, como foi o caso da obra objeto de estudo. Contudo, a sua utilização é bastante vantajosa pois não só as estacas são integradas, de forma simples, na estrutura definitiva, como o espaçamento entre as estacas confere versatilidade à solução no que diz respeito à seleção do tipo de estacas, “bem como ao diâmetro das mesmas (sendo que um aumento do diâmetro resulta num aumento de rigidez, o que pode ser interessante em algumas aplicações) ” [8].

Para assegurar a estabilidade da contenção periférica, na fase provisória e na definitiva, são introduzidos outros elementos para além das estacas, tais como a viga de coroamento, as vigas de distribuição, os escoramentos e as ancoragens.

A viga de coroamento “permite a solidarização das estacas (distribuição dos esforços ao longo das estacas” [8]) e as vigas de distribuição, ao serem aplicadas a diversas cotas, permitem a incorporação de escoramentos e ancoragens, promovendo uma maior resistência aos impulsos provocados pelo terreno. A título de exemplo dos elementos constituintes da cortina, é apresentada seguidamente a figura 3, retirada de [8]. Finalmente, a estabilidade conferida por estes elementos, é assegurada pelas lajes dos pisos subterrâneos.

A explicação e análise detalhadas do processo construtivo associado a este tipo de contenção periférica serão apresentadas no Capítulo 3, onde também serão referidos outros detalhes, igualmente importantes para a compreensão da solução projetada.



Figura 3 (retirada de [8]): Elementos constituintes da cortina

Embora os elementos de travamento tenham uma enorme importância para a execução de estruturas de contenção flexíveis, apenas serão apresentados breves conteúdos teóricos elucidativos em anexo (Anexo IV).

3. Caso de estudo: Túnel de acesso ao edifício FPM41

3.1. Enquadramento geral

A obra objeto de estudo foi o túnel de acesso rodoviário ao estacionamento do edifício FPM41, situado na Av. Fontes Pereira de Melo, do nº 39 ao nº 43, também em construção, enquadrando-se, assim, na especialidade de Projeto de Escavação e Contenção Periférica. O edifício é destinado a escritórios e a espaços que lhes estão associados. Tendo em conta a sua localização privilegiada no centro da cidade de Lisboa, que é deficitária em estacionamento disponível, tornou-se indispensável proceder à construção de estacionamentos em pisos subterrâneos. O acesso ao parque de estacionamento subterrâneo foi assegurado através da execução do referido túnel. Conforme se tem referido, as estruturas de contenção periférica implementadas foram o Muro de Suporte, as Cortinas de Estacas Moldadas e as Paredes tipo Munique, todas elas concretizadas com recurso a escoramentos como elementos de travamento horizontais.

Atendendo à localização da obra e à necessidade de ocupação da via pública, a Câmara de Lisboa obrigou a que fossem feitos trabalhos de melhoramento nas zonas de implementação do túnel, bem como das zonas adjacentes, ao nível dos passeios, estradas e sinalização (semáforos, passadeiras e sinais de trânsito). Os trabalhos de melhoramento também envolveram a criação de espaços verdes e manutenção dos já existentes.

3.1.1. Caracterização

O túnel de acesso está situado na mesma zona do edifício FPM41, mas com desenvolvimento na R. Pinheiro Chagas e na Av. 5 de Outubro. Pelo facto de se encontrar numa zona de excelência, é fortemente condicionado pelas construções vizinhas, neste caso, não só de habitação como de prestação de serviços de elevada importância para a população e que, por essa mesma razão, não podiam ser afetados pela execução da obra. Assim, antes de se dar início aos trabalhos foi imprescindível assegurar o desvio e/ou a preservação dessas infraestruturas.

A zona de implementação do túnel, a sua posição relativamente ao Edifício FPM41 e os condicionamentos que lhe estão inerentes, encontram-se documentados na figura 4, retirada de [9].



Figura 4 (retirada de [9]): Vista aérea da zona de implementação do túnel de acesso

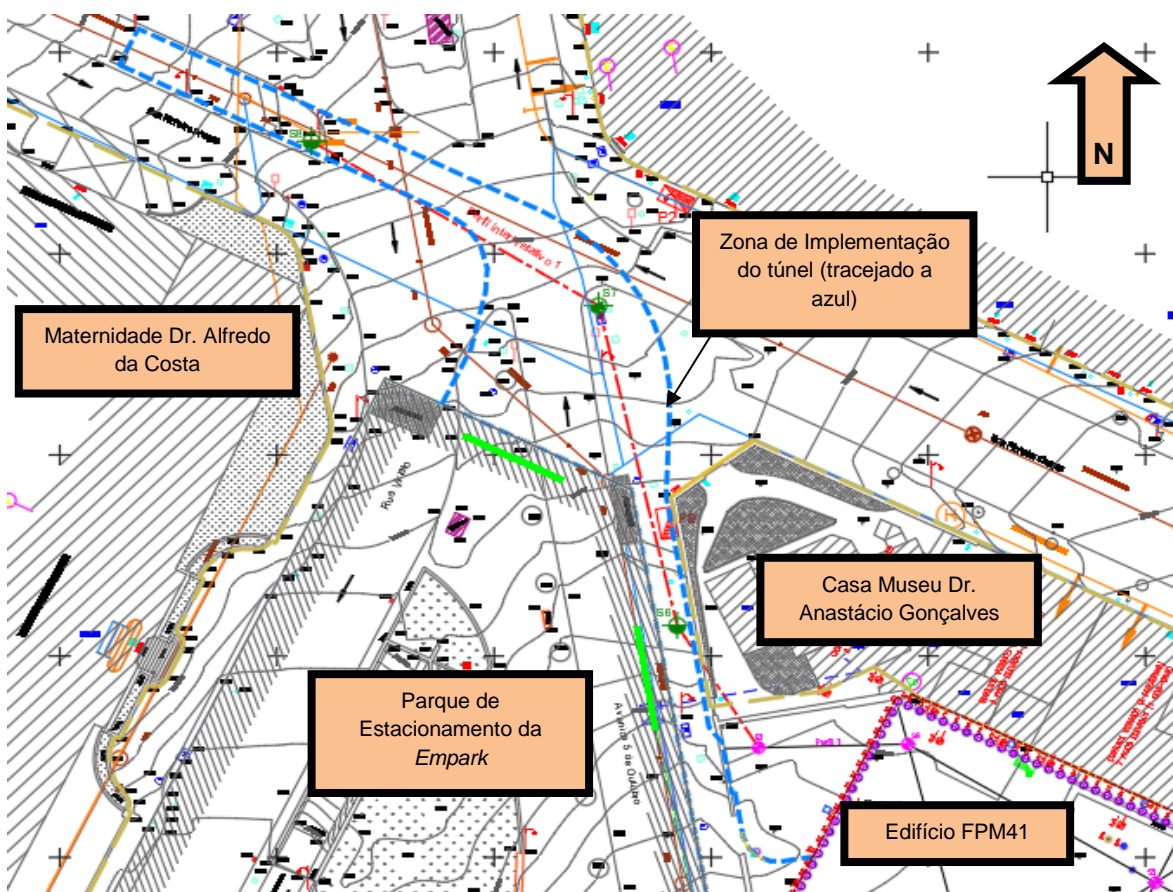


Figura 5 (adaptada de [10]): Planta da área de implementação do túnel de acesso

3.1.1.1. Intervenientes

Numa obra desta envergadura, existem inúmeros intervenientes que são indispensáveis para a respetiva execução. Contudo, não seria enriquecedor para este trabalho proceder à sua discriminação exaustiva, pelo que apenas são enumerados os principais elementos associados ao papel que desempenharam na empreitada:

- Dono de obra: ECS, Capital, SA;
- Empreiteiro geral: Consórcio Motaengil - Casais;
- Projeto de arquitetura: Barbas Lopes Arquitectos, Lda.;
- Projeto de escavação e contenção periférica: JETsj Geotécnica, Lda;
- Projeto de estruturas e fundações: JSJ Estruturas, Lda;
- Estudos geológicos-geotécnicos: Geocontrole, Geotecnia e Estruturas de Fundação, S.A.

3.1.2. Elementos base

Como já foi referido, o reconhecimento geotécnico da zona de implementação da obra é indispensável a um bom projeto de contenção. Assim, do projeto teve de constar o Projeto de Escavação e de Contenção Periférica do túnel, elaborado pela empresa JetSJ Geotecnia, Lda., em julho de 2015, juntamente com:

- “Projeto de Arquitetura, elaborado pela empresa “Barbas Lopes Arquitectos”, em outubro de 2016;
- Estudo Geológico-Geotécnico, elaborado pela empresa “Geocontrole, Geotecnia e Estruturas de Fundação, S.A.”, em julho de 2014;
- Levantamento topográfico da envolvente do edifício e da estrutura visível do Parque Subterrâneo Saldanha, realizado pela empresa “Artop, Aero-topografia, Lda”, em abril de 2014;
- Localização aproximada de duas linhas de Alta Tensão, disponibilizada pela EDP; e
- Projeto de Estruturas, elaborado pela empresa “JSJ Estruturas”, em junho de 2017” [9].

3.2. Condicionamentos

3.2.1. Condicionamentos associados às condições de vizinhança e serviços afetados

Foi mencionado, por diversas vezes, a existência de vários condicionamentos inerentes à execução desta obra, na sua maioria, derivados da respetiva localização. O túnel de acesso ao parque de estacionamento do edifício FPM41 foi executado a partir da Av. Fontes Pereira de Melo e os trabalhos de escavação que conduziram à sua materialização decorreram na Av. 5 de Outubro e na R. Pinheiro Chagas, conforme foi ilustrado nas figuras 4 e 5 e seguidamente na figura 6, adaptada de [9]. Os arruamentos em causa, não só são bastante utilizados para a circulação automóvel, como têm uma enorme afluência de pessoas, em razão dos serviços prestados nesta área que incluem, designadamente lojas, restaurantes, hotéis e centros comerciais.

Atendendo ao posicionamento da obra, no centro urbano, foi necessário proceder a um levantamento exaustivo das diversas redes instaladas na zona de ação de execução do túnel e, quando necessário, procedeu-se ao respetivo desvio para que o seu funcionamento não sofresse interrupções. De entre as diversas redes salvaguardadas são de destacar as de água; de eletricidade; de telecomunicações; de esgotos; e de águas pluviais.

Os condicionamentos têm de ser bem estudados pois, na maioria das vezes, afetam as soluções projetadas para a obra. A título de exemplo, apresenta-se a figura 7, onde uma simples caixa responsável pela sinalização luminosa (semáforos) condicionou a construção (por não ser possível desloca-la para outro sitio em que não interferisse com o desenvolvimento do túnel), inviabilizando a utilização de estacas no local onde se encontra, por não permitir a ligação direta e imediata entre a cortina de estacas (materializada à esquerda da caixa), e as Paredes tipo Munique (à direita). Assim, foi adotada uma nova solução já com os trabalhos a decorrer: prolongamento das Paredes tipo Munique, com recurso a ferrolhos, de forma a assegurar a ligação das estruturas de contenção referidas.

Os limites da escavação foram estabelecidos pelas construções vizinhas, conforme foi verificado nas figuras 4, 5 e 6. De entre as referidas construções são de destacar, pelo seu valor patrimonial, económico e social, o parque subterrâneo “Saldanha” da empresa *Empark*, a ponte; a Maternidade Dr. Alfredo da Costa; e a Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves, a nascente. Todas estas edificações condicionaram o desenvolvimento da solução proposta, pois foi necessário um enorme controlo dos assentamentos e das deformações provocados pela execução do túnel, mais concretamente na fase de escavação. É ainda de referir, que o limite estabelecido pelo parque de estacionamento da *Empark* condicionou o desenvolvimento do túnel, na medida em que foi necessário assegurar para este uma largura mínima, de acordo com [11].



Figura 6 (adaptada de [9]): Posicionamento do túnel em relação ao cruzamento da Av. 5 de Outubro com a R. Pinheiro Chagas



Figura 7 (obtida no local da obra a 4 de abril): Pormenor da localização da caixa responsável pelos semáforos que condicionou o desenvolvimento do túnel

3.2.1.1. Monitorização dos edifícios condicionantes à obra

Na realização do túnel foram implementadas estruturas de contenção de acordo com as limitações impostas, quer pelas características do terreno, quer pelas edificações vizinhas. Ainda assim, foi necessário garantir que, no decorrer da obra, as condições estipuladas em projeto se manteriam dentro dos limites admissíveis, quando avaliadas no terreno. Essas condições são garantidas pela monitorização das edificações.

A monitorização tem, portanto, um papel fundamental no controlo e no desenvolvimento de obras de geotecnia porque, embora os seus custos sejam elevados, o respetivo emprego traduz-se sempre numa mais-valia, na medida em que permite resolver problemas antes que estes se revelem incontornáveis e excessivamente penalizadores, tanto a nível de custo como de cumprimento do prazo de execução. Assim sendo, foram realizadas campanhas de monitorização aos edifícios envolventes ao túnel (os edifícios alvos de monitorização serão apresentados detalhadamente em 3.4.2):

- Edifícios envolventes ao túnel (incluindo o edifício da Casa Museu): campanhas de monitorização semanais; campanha final realizada a 11-07-2018 às 09h 00;
- Muro da Casa Museu: campanhas de monitorização bissemanais; campanha final realizada a 11-07-2018 às 09h 00.

A análise dos valores obtidos nas referidas campanhas de monitorização será apresentada no subcapítulo 3.4., reservado ao Plano de Instrumentação e Observação.

3.2.2. Condicionamentos geológicos-geotécnicos

3.2.2.1. Considerações gerais

Tendo por base o estudo geológico-geotécnico, constatou-se que “o ambiente geológico prevalecente no subsolo do local investigado envolve a ocorrência de substrato de fácies sedimentar datado do Miocénico, representando a unidade litoestratigráfica designada por Argilas dos Prazeres (MP_r), recoberto dos materiais modernos de origem antrópica, denominados como Depósito de Aterros (At)” [12]. Na figura 8 também retirada de [12], é apresentado o pormenor relativo ao enquadramento geológico da área de estudo.

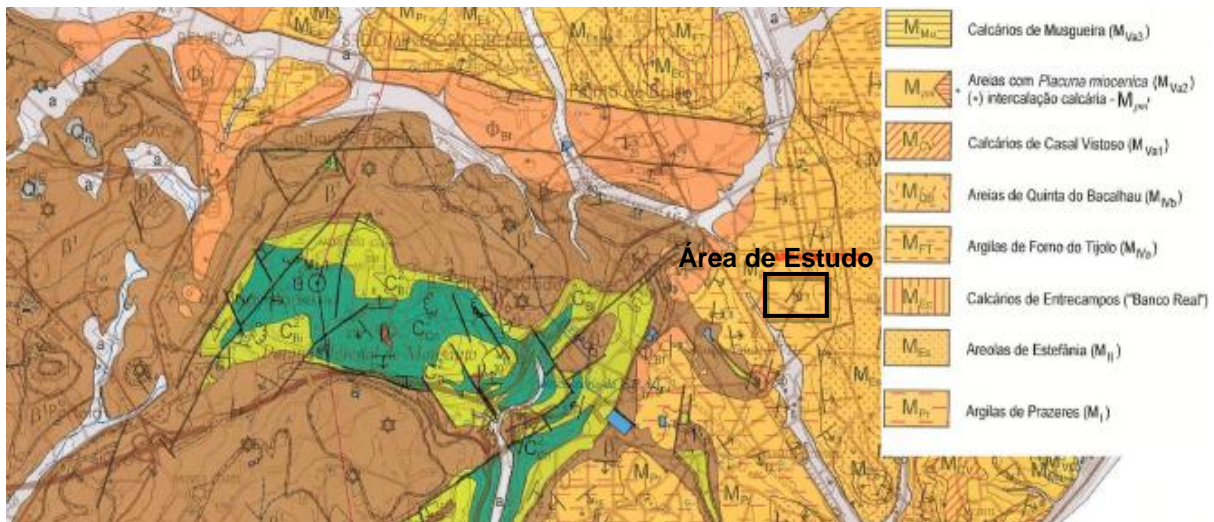


Figura 8 (retirada de [12]): Enquadramento geológico da área de estudo

3.2.2.2. Campanhas de prospeção geotécnica

O Edifício FPM41 e o túnel que dá acesso ao respetivo estacionamento foram executados em simultâneo. Inicialmente foi definido em projeto a execução de 3 sondagens de furação vertical na zona de implementação do túnel, na Av. Pinheiro Chagas. Todavia, atendendo à proximidade dessas sondagens com as que já tinham sido executadas para o edifício, considerou-se que não havia necessidade de serem realizadas novas sondagens. Consequentemente recorreu-se, apenas, à campanha de prospeção efetuada para a construção do edifício propriamente dito:

- 1 Poço de inspeção a fundações, denominado PF1;
- 5 Sondagens de furação vertical, denominadas S1, S2, S3, S4 e S5.

Assim, e uma vez que a sondagem S3 era a que se encontrava mais próxima da zona da implementação do túnel, foi esta a sondagem que veio a ser considerada como a mais indicada para proceder à caracterização do solo.

Embora tenha sido considerado que não havia necessidade de se efetuar as 3 sondagens na zona de implementação do túnel, na minha opinião esta decisão talvez não tenha sido a mais acertada. A zona de implementação do túnel embora seja bastante próxima do edifício, não é exatamente a mesma zona pelo que para se ter a certeza das características do solo as referidas sondagens deveriam ter sido efetuadas. Por outro lado, como a construção do edifício teve início numa data anterior à do túnel, houve períodos de chuva e diversos trabalhos realizados ao nível do solo (como por exemplo, escavações), que podem ter feito alterar as condições do terreno, enaltecendo mais uma vez, a importância da realização das sondagens na AV. Pinheiro Chagas.

Sondagens:

Atendendo ao comportamento mecânico do terreno, “quase exclusivamente terroso, o avanço da furação foi conseguido pelo método «hollow stem auger» de 200 e 86 mm de diâmetro exterior e interior, com recurso a sonda «Mobile Drill B47-HD», autotransportada em veículo todo-o-terreno” [12], tendo por base a especificação do LNEC 218.



Figura 9 (retirada de [12]): Sonda Mobile Drill, utilizada na execução das sondagens

Os ensaios normalizados SPT foram realizados tendo por base a norma EN ISO 22476-3:2005, definida em [13]. Assim, os ensaios foram efetuados “com carácter sistemático, espaçados cerca de 1,5m” [12]. Através da análise *in situ* dos valores ensaiados, foi possível aferir a compacidade e consistência dos solos avaliados, o que permitiu estabelecer as diferentes zonas geotécnicas. Na figura 10, retirada de [12], é apresentado um esquema ilustrativo deste ensaio.

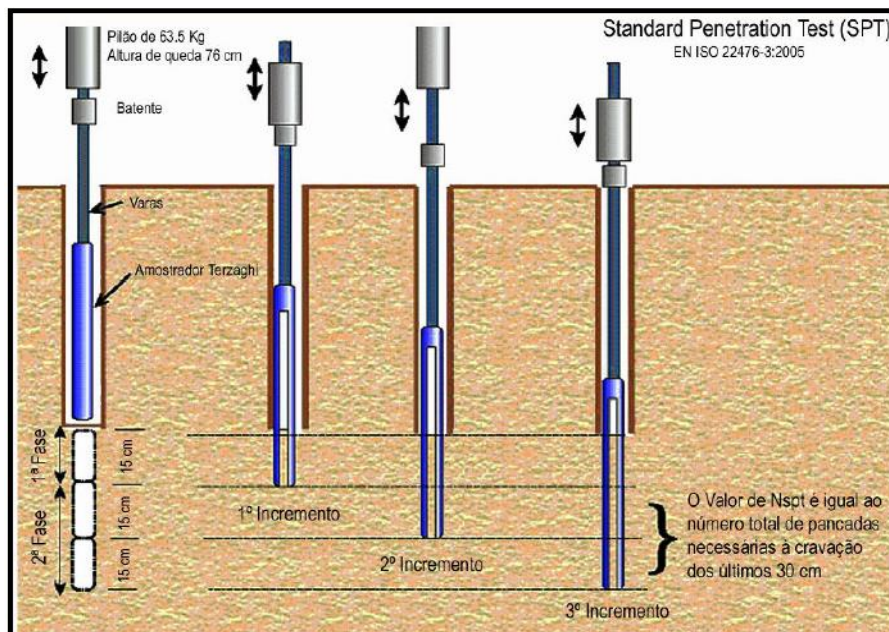


Figura 10 (retirada de [12]): Esquema de realização do ensaio SPT

Tabela 1 (retirada de [12]): Síntese da quantidade de trabalhos executados em cada sondagem

Sondagem	Furação (m)	Ensaio SPT	Amostras Remexidas	Piezômetros (m)
S1	25.70	17	3	25.7
S2	24.41	16	2	0
S3	24.22	16	2	0
S4	24.22	16	2	
S5	24.38	16	2	
Totais	122.93	81	11	25.7

Poço de furação:

O poço de inspeção de fundações, aberto manualmente até à cota de encastramento das mesmas, teve como objetivo apurar “a geometria, constituição e desenvolvimento das fundações do muro existente” [12], bem como a sua profundidade e os terrenos que as envolvem. Os resultados apurados por intermédio da execução do poço encontram-se discriminados no Anexo V.

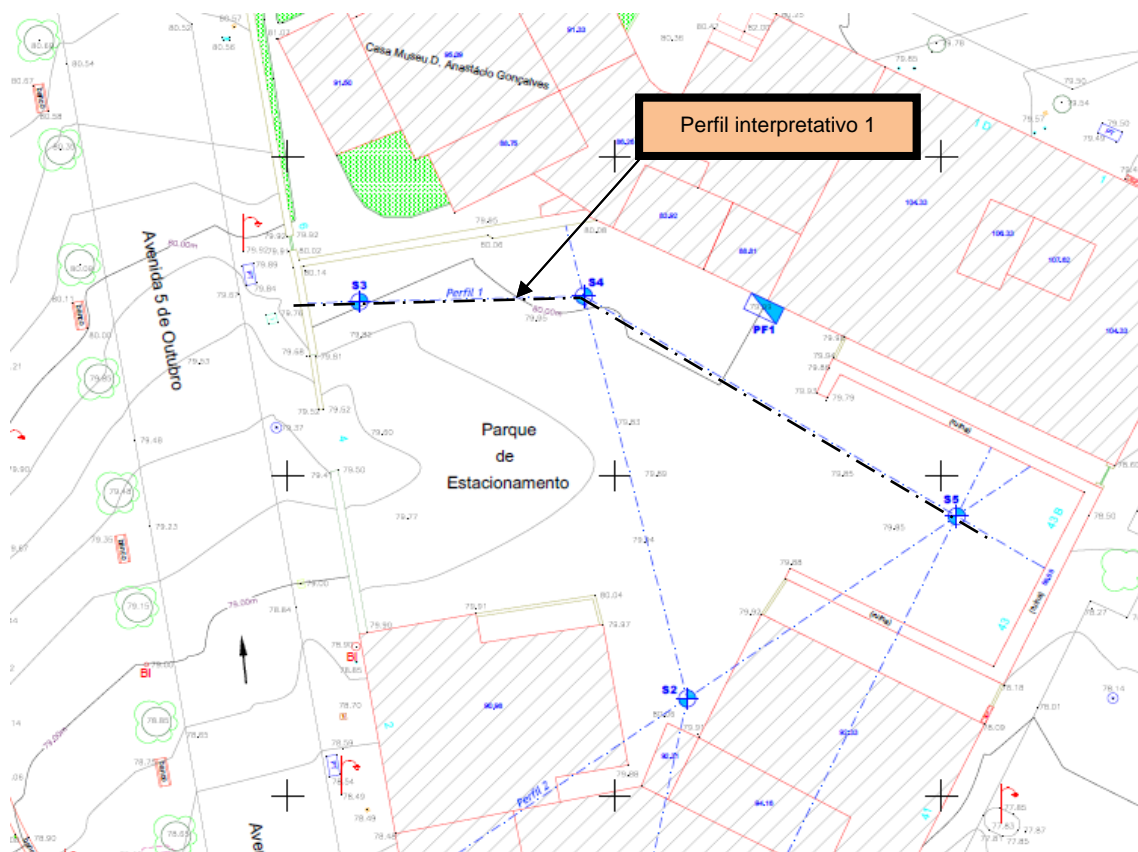


Figura 11 (adaptada de [12]): Localização, em planta, das sondagens e do poço de inspeção

3.2.2.3. Caracterização geológica-geotécnica

De acordo com os dados recolhidos através da realização de sondagens, e tendo por base a carta geológica do concelho de Lisboa e a Memória Descritiva do projeto, foi possível distinguir os tipos de terreno para as unidades litoestratigráficas existentes. Na tabela 2, retirada de [9], encontram-se detalhadas as características qualitativas de cada uma das unidades litoestratigráficas e na tabela 3, retirada de [9], os valores dos parâmetros geotécnicos correspondentes a cada uma dessas unidades.

Tabela 2 (retirada de [9]): Coluna litoestratigráfica local

ESTRATIGRAFIA	símbolo	FORMAÇÃO	LITOLOGIA
MODERNO	<i>At</i>	<i>Depósito de Aterros</i>	Argilas arenosas e areias siltosas grosseiras, com fragmentos líticos e restos de cerâmica
MIOCÉNICO	<i>M_{Pr}</i>	<i>Argilas dos Prazeres</i>	Argilas sedosas por vezes com nódulos carbonatados
			Siltos arenosos com nódulos calcomargosos e conquíferos – cascão conquífero
			Argilas carbonosas, cinzento escuras
			Siltos e argilas margosas levemente micáceas

Tabela 3 (retirada de [9]): Valor dos parâmetros geotécnicos para cada unidade litoestratigráfica

	Tipo de terreno	N _{SPT}	Peso volúmico γ_t (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno ϕ	Coesão C' (KPa)	Módulo de Deformabilidade E (MPa)
<i>At</i>	<i>Argilas arenosas</i>	4 – 19	19	25	-	5
<i>M_{PR}</i>	<i>Argila silto-margosa /Argilas carbonosas</i>	13 – 24	19	26 – 28	5	10 – 20
		25 – 37	20	30 - 32	10	20 – 30
		41 – 60	20	32 - 34	20	35 – 50
	<i>Siltos margosos e cascão</i>	>60	20	38	20	60

3.3. Descrição Geral da Obra

A obra objeto de estudo consiste no desenvolvimento de um túnel de acesso ao parque de estacionamento subterrâneo do edifício FPM41. Para que a materialização do túnel fosse possível, tornou-se necessário recorrer a três soluções de contenção periférica distintas: Paredes tipo Munique; Cortina de Estacas Moldadas; e Muro de Suporte.

De modo a que a exposição das diferentes soluções seja mais perceptível e objetiva, optou-se por analisar individualmente as fases construtivas das três soluções de contenção *supra* referidas. Assim, foram também definidas três zonas distintas (sendo que cada zona corresponde à área onde foi aplicada cada uma das soluções de contenção), conforme apresentado na figura 13, adaptada de [10]. Ou seja, embora no terreno todas as soluções tivessem sido desenvolvidas em simultâneo, são aqui expostas, *de per si*, em subcapítulos distintos. Os materiais e equipamentos utilizados para a realização da obra, bem como as verificações de segurança efetuadas no final dos trabalhos, encontram-se discriminados em anexo (Anexos VI e VII).

Por último, é importante relembrar que, como o desenvolvimento do túnel foi executado em simultâneo com o do edifício FPM41, foi necessário inserir uma junta de dilatação (a azul) na fronteira entre as duas obras. Na figura 12, obtida no local da obra a 7 de maio de 2018, verifica-se a sua existência.



Figura 12 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Junta de dilatação entre o edifício FPM41 e o respetivo túnel de acesso

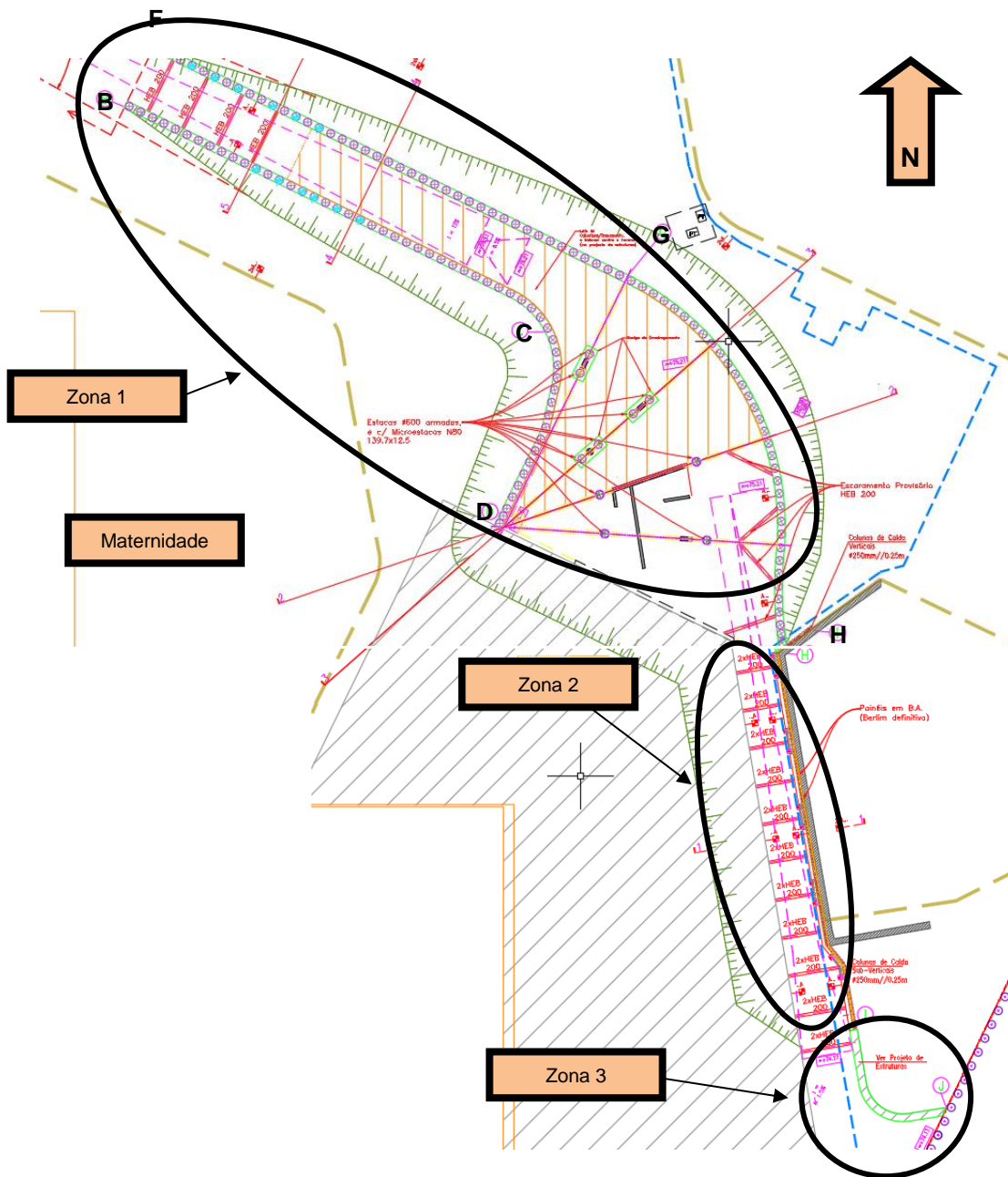


Figura 13 (adaptada de [10]): Planta das diferentes zonas da obra, de acordo com o tipo de contenção utilizado

3.3.1. Zona 1: Cortina de Estacas Moldadas em Betão Armado Escorado

Da figura 13, acima apresentada, a zona 1, que corresponde à contenção nos alçados BCD e FGH, é a mais abrangente, pelo que a solução de contenção Cortina de Estacas Moldadas equivale, também, à maior parte dos trabalhos que foram realizados para a construção do túnel.

3.3.1.1. Levantamento dos condicionamentos e demolição de infraestruturas existentes

Na zona 1, em decorrência dos condicionamentos inerentes, concretamente os geológicos-geotécnicos, as infraestruturas vizinhas e os serviços afetados, a solução implementada foi a da “cortina de estacas moldadas, em betão armado, Ø 600 mm afastadas de 1,00 m em todos os alçados” [9].

De entre as diversas condicionantes envolvidas nesta etapa da construção, foi dada especial atenção às linhas de Alta Tensão enterradas nesta zona, devido aos perigos que decorrem da aproximação dos trabalhadores às mesmas. Posteriormente procedeu-se à demolição de estruturas existentes e à alteração de posicionamento dos serviços afetados pela construção do túnel [9].

3.3.1.2. Preparação da plataforma de trabalhos e execução das estacas da cortina

Seguidamente deu-se início à preparação da plataforma de trabalho e dos seus acessos, tendo em conta os condicionamentos impostos e as propriedades dos equipamentos de furação disponíveis para a realização das atividades. Antes dos trabalhos de escavação, com o equipamento adequado, procedeu-se à zeragem dos aparelhos de instrumentação contemplados no Plano de Instrumentação e Observação [9].

A atividade efetuada de imediato foi a implementação das estacas, a profundidade adequada e de acordo com o estipulado em projeto. A realização das estacas incluiu “as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem. (...) Atendendo às condições geológicas do local e ao comprimento das estacas, [propôs-se] que estas fossem realizadas ao abrigo da tecnologia de vara telescópica tipo “Kelly” (...), com recurso a entubamento provisório apenas na parte superior” [9]. Contudo, em obra, houve a necessidade de utilizar um tubo moldador, num reduzido número de estacas, para garantir a sua correta execução.

A título de exemplo, é apresentado o Anexo VIII com o alçado planificado BCD (sul), onde se pode observar uma parte da Cortina de Estacas Moldadas e as respetivas características. É importante referir a propósito, que houve uma alteração ao projeto, realizada posteriormente em obra, no que diz respeito à colocação dos geodrenos/bueiros que, nesta figura, ainda são apresentados com um comprimento e espaçamento de 3,00 m. Mais à frente, no subcapítulo 3.3.1.13., será apresentada a solução que efetivamente acabou por ser implementada em obra.

À data de início de acompanhamento da obra, 4 de abril de 2018, as etapas *supra* descritas já tinham sido concluídas, pelo que não é possível apresentar aqui o respetivo processo de execução com recurso a levantamento fotográfico, conforme será efetuado daqui para a frente.

Procedeu-se, de seguida, ao saneamento da cabeça dessas mesmas estacas.

Atendendo à profundidade de escavação a realizar e das particularidades geotécnicas do terreno, esta deveria ter sido executada em talude. Contudo, no acompanhamento da obra, verificou-se que a escavação não foi realizada em talude, conforme se pode demonstrar pela figura 14, obtida no local da obra a 4 de abril de 2018. Embora este aspeto seja um erro grave em matéria de escavações, o terreno a escavar era do tipo argiloso (e no período de realização da escavação verificaram-se ciclos de chuva que melhoraram as qualidades do terreno), pelo que os acidentes, devidos a desabamentos, são pouco frequentes em obras com características idênticas a esta, não tendo criado, assim, situações de perigo eminente para os trabalhadores.



Figura 14 (obtida no local a 4 de abril de 2018): Pormenor da realização da escavação sem ser em talude

3.3.1.3. Execução da viga de coroamento ao longo de todos os alçados da cortina

Nesta fase, teve início a escavação e a realização da viga de coroamento, VC1, que tem como função a solidarização das estacas da cortina. A localização da viga de coroamento está documentada no Anexo VIII e na figura 15, relativa à pormenorização deste elemento no alçado BCD (sul).

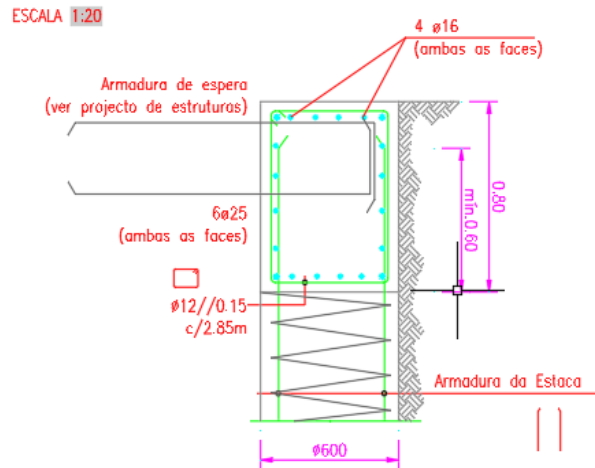


Figura 15 (retirada de [10]): Corte tipo com atenção à pormenorização da viga de coroamento VC1

3.3.1.4. Realização das microestacas de apoio provisório das vigas de suporte à laje e início da instalação do novo coletor junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa, na R. Pinheiro Chagas

A atividade efetuada subsequentemente consistiu na “execução das microestacas de apoio provisório das vigas de suporte dos troços de laje de cobertura, betonadas contra o terreno, devidamente seladas em estacas de betão armado” [9]. Na figura 16, retirada de [10], dá-se ênfase a este pormenor, também no alçado BCD (sul).

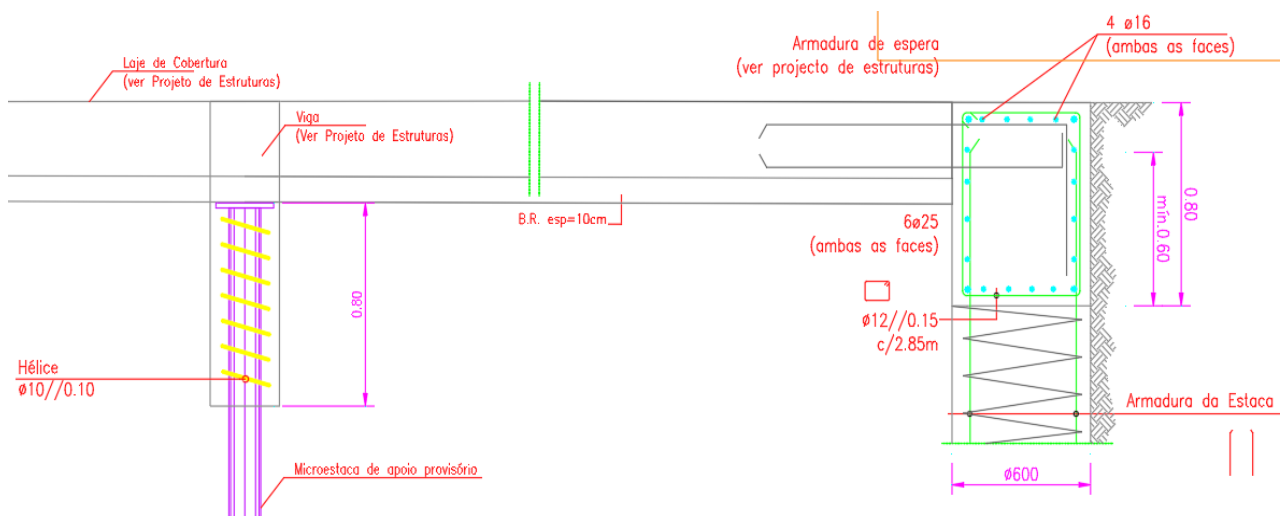


Figura 16 (retirada de [10]): Corte tipo com atenção à pormenorização das microestacas de apoio provisório

Em conformidade com a memória descritiva do projeto, deveriam ter sido instalados “escoramentos provisórios (perfis metálicos) e definitivos (troços de laje betonados contra o terreno) ao nível da viga de coroamento” [9], na zona do túnel junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa (alçado BCD e alçado paralelo). Todavia, em obra, como resulta da figura 17, obtida no local a 4 de abril de 2018, não houve a necessidade dos escoramentos definitivos serem betonados contra o terreno pois, como a laje foi construída primeiro, servindo de escoramento, a cofragem já se encontrava apoiada no cimbreno.

Nesta fase, de acordo com o Plano de Instrumentação e Observação, foram instalados novos equipamentos de instrumentação, devidamente zerados [9].



Figura 17 (obtida no local a 4 de abril de 2018): Pormenor dos escoramentos apoiados

São de salientar, a este respeito, alguns aspetos que condicionaram o desenvolvimento da obra nesta fase:

- A existência do cabo de Alta Tensão, referido em 3.3.1.1, obrigou que a laje junto à Maternidade fosse realizada nesta fase, para que fosse possível proceder à proteção e enterro do referido cabo, de modo a assegurar a segurança dos trabalhadores durante a realização dos trabalhos;
- A construção do túnel na R. Pinheiro Chagas obrigou à desativação de um coletor junto à Maternidade e, por consequência, à instalação de um novo (com 1500 mm de diâmetro) para cumprir as suas funções. Com efeito, com a construção do túnel, o coletor previamente instalado situava-se, embora a uma profundidade muito superior, por baixo do túnel. Ou seja, em planta, o coletor e o túnel estavam sobrepostos, inviabilizando o acesso ao coletor em caso de emergência. Sendo este de grande volume, as caixas de visita que permitem a sua manutenção também apresentavam elevadas dimensões. O fundo da caixa de visita foi realizado em obra e as restantes partes pré-fabricadas. Foi necessário, ainda, assegurar a impermeabilização de toda a caixa com especial atenção às juntas. Esta instalação teve de ocorrer em simultâneo com a execução da

laje. O pormenor relativo à instalação do coletor encontra-se exposto na figura 18, obtida no local da obra a 19 de abril de 2018, e na figura 19, adaptada de [14]. Para além da instalação deste coletor de 1500 mm, com as respetivas caixas de visita, também foi instalado um outro de 400 mm. Contudo, como este não condicionou o desenvolvimento do túnel, a sua explicação não é enriquecedora para a Dissertação. Os pormenores relativos às caixas de visita e à rede total de esgotos (incluindo os perfis longitudinais) encontram-se em [14].



Figura 18 (obtida no local a 19 de abril de 2018): Pormenor da instalação do novo coletor

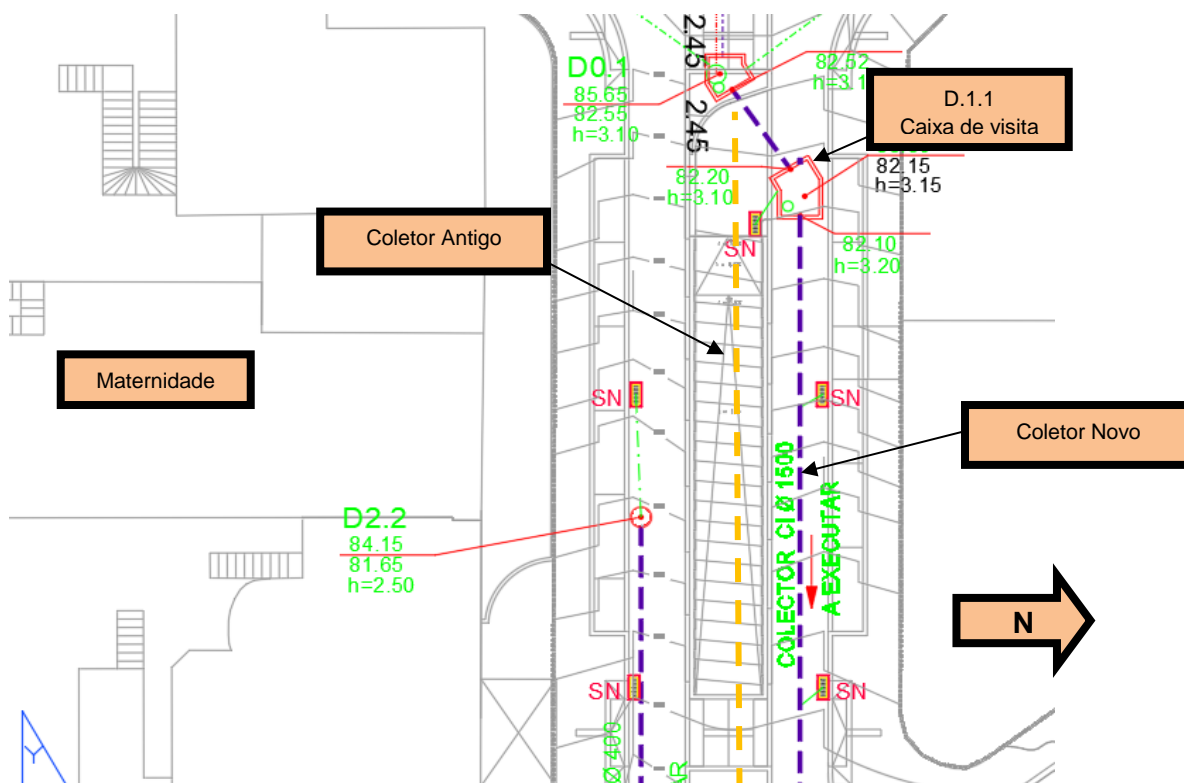


Figura 19 (adaptada de [14]): Planta da zona junto à Maternidade onde foi instalado o novo coletor e respetivas caixas de visita

3.3.1.5. Execução das sapatas e respectivas armaduras na zona central do túnel

Paralelamente à execução do troço de laje de cobertura e da instalação do coletor na zona do túnel junto à Maternidade, procedeu-se à execução das sapatas e das respectivas armaduras onde assentam os pilares da zona central, com a construção da sapata do pilar P1T, conforme se pode verificar nas figuras 20 e 21 (obtidas no local da obra a 7 de maio de 2018) e na figura 22 adaptada de [15].

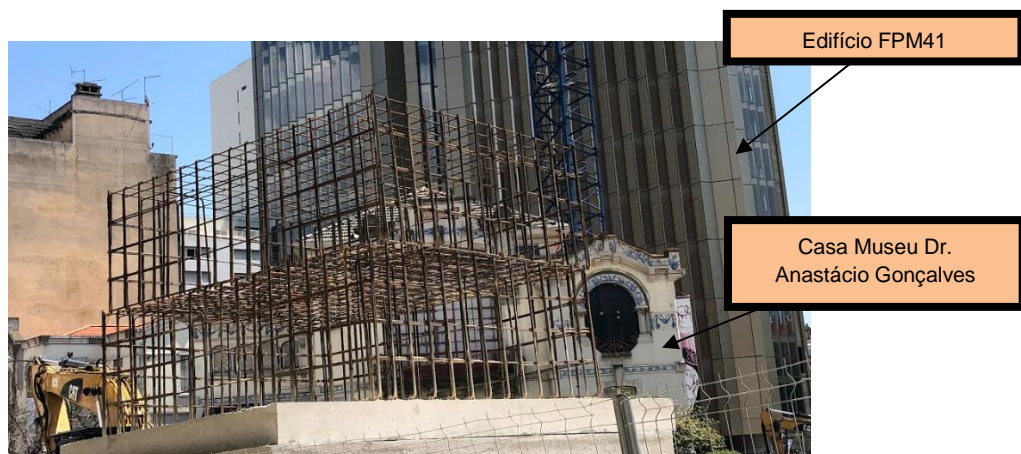


Figura 20 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Pormenor das armaduras das sapatas dos pilares



Figura 21 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Pormenor de uma das sapatas de suporte aos pilares

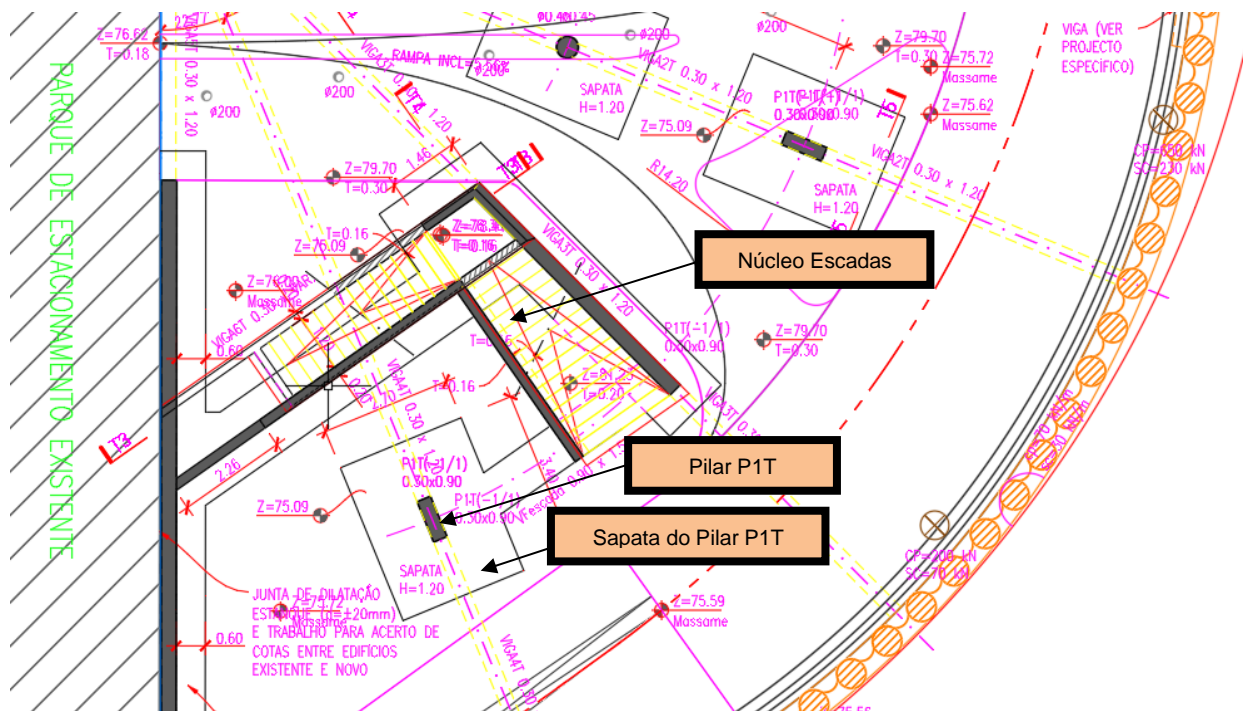


Figura 22 (adaptada de [15]): Planta da zona central do túnel onde foi instalada a sapata do pilar P1T

É possível observar, ainda na figura 21, o muro do parque de estacionamento ‘Saldanha’, da empresa *Empark*. Este muro, para além de ser uma das condicionantes ao desenvolvimento da obra, conduziu a alterações no projeto do túnel no início do mês de maio, dado que o muro do túnel projetado se encontrava sobre o muro do parque ‘Saldanha’ existente. Embora a nível de segurança estrutural não houvesse a necessidade de implementação de um novo muro paralelo ao existente, ao serem duas obras de empresas distintas e com funções diferentes, houve a preocupação de alterar o projeto e redefinir a posição deste muro para proceder à respetiva construção.

3.3.1.6. Execução da laje de cobertura na zona junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa e prolongamento do coletor ao longo da R. Pinheiro Chagas

Após a instalação do troço do coletor referido em 3.3.1.4., prosseguiu-se com o desenvolvimento da laje de cobertura do túnel, na R. Pinheiro Chagas, na zona junto à Maternidade. A escavação para o desenvolvimento deste troço de laje, também não foi executada em talude, erro grave em matéria de escavações, já verificado noutra fase da obra em 3.3.1.2.

Houve, ainda, a necessidade de executar a ligação entre os cabos de eletricidade novos, resultantes da execução do túnel, com os já existentes que, por sua vez, os ligam ao condutor principal. Estes novos cabos foram revestidos com um anel de cobre (a amarelo na figura 23, obtida no local da obra a 21 de maio de 2018) porque, na hipótese de ocorrência de uma fuga de carga ou de corrente elétrica do condutor

principal, estas serão conduzidas pelo cobre, protegendo os cabos ou qualquer outra infraestrutura que se encontre nas suas proximidades.



Figura 23 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Pormenor do revestimento de cobre nas ligações dos cabos novos aos existentes para proteção de infraestruturas contra fugas

Nesta fase, foi também necessário continuar com os trabalhos de execução do coletor, mas na direção oposta à anterior, mencionada em 3.3.1.4. Na zona de instalação da caixa de visita D1.4. (de acordo com [14]), recorreu-se à entivação para proteger o coletor até que o mesmo estivesse enterrado. Na face superior do coletor colocaram-se areias, partículas finas, que são posteriormente molhadas por forma a aumentar a compacidade do material que o envolve. Uma maior compacidade está associada a um menor volume de vazios evitando, assim, que o coletor sofra esforços resultantes dos movimentos de partículas devido a esses mesmos vazios. Na figura 24, obtida no local da obra a 21 de maio de 2018, confirma-se o recurso à entivação, bem como o depósito de areias sobre o coletor.



Figura 24 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Pormenor do recurso à entivação e à colocação de areias sobre o coletor

3.3.1.7. Execução do pilar P1T e do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência, na zona central do túnel

De seguida, deu-se início à execução do pilar central, P1T (de acordo com [15]) e do núcleo de escadas que dá acesso à saída de emergência (conforme acima demonstrado na figura 22). Por forma a clarificar a leitura é apresentada, ainda, a figura 25, adaptada de [15]. Constata-se, nesta figura, que a área a branco corresponde à zona destinada à área técnica do túnel, realizada numa fase mais avançada da obra e apresentada *infra* em 3.3.1.11.

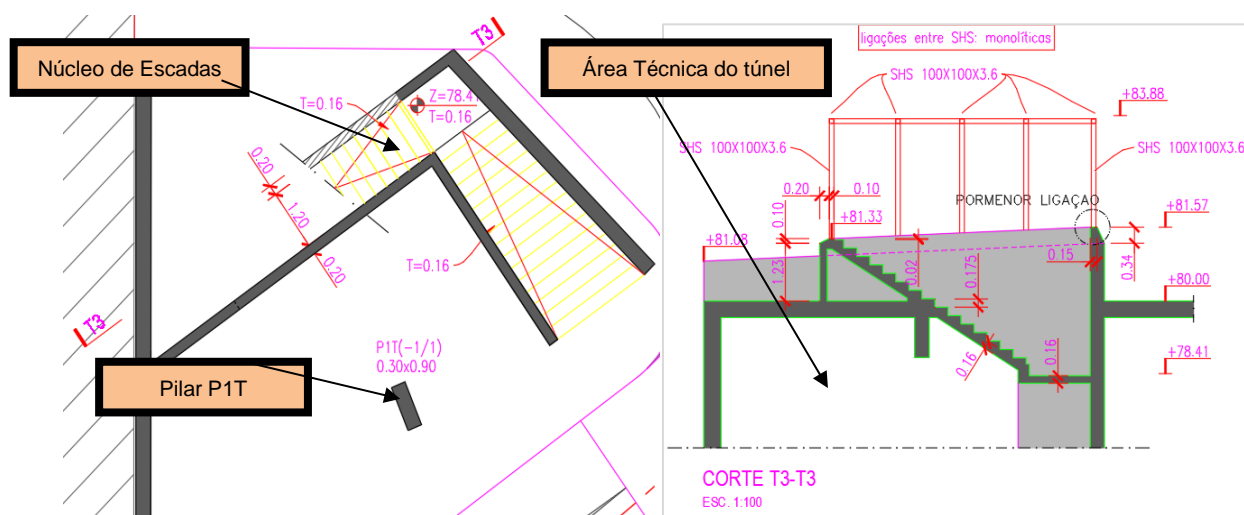


Figura 25 (adaptada de [15]): Planta da caixa de escadas com identificação do corte (à esq.) e do respetivo corte (à dir.)



Figura 26 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Execução do pilar central P1T e das paredes do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência

Por fim, observa-se claramente na figura 27 (obtida no local da obra a 28 de Maio de 2018), o avanço dos trabalhos relativamente à construção do núcleo de escadas que dão acesso à saída de emergência; à instalação da nova rede de coletores, que foi necessária devido à desativação da rede existente para a construção do túnel; e ao desenvolvimento da laje de cobertura e das paredes do túnel (já numa fase avançada) na zona de entrada/início do túnel, junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa.

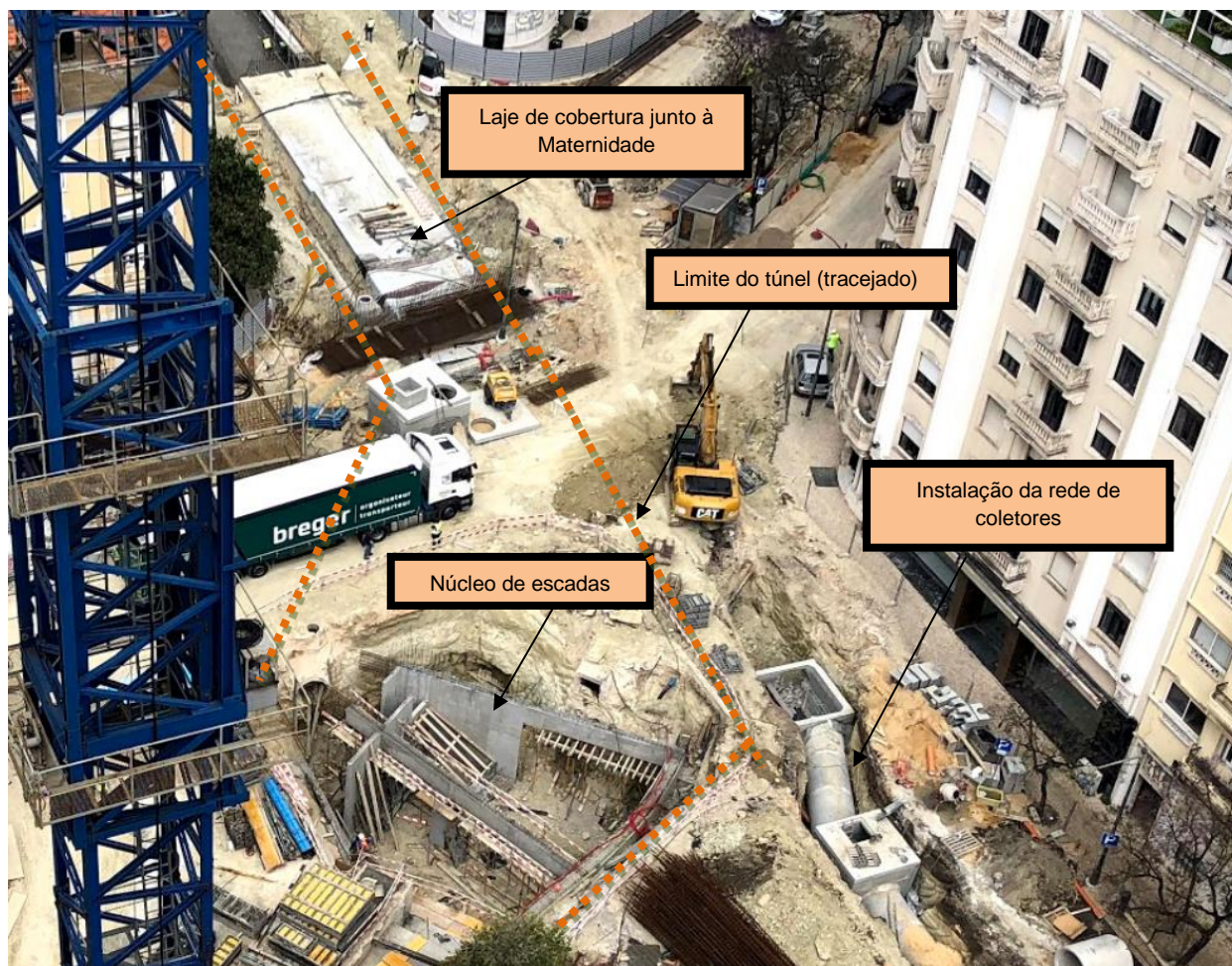


Figura 27 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Pormenor do desenvolvimento do núcleo de escadas, da instalação dos coletores e da zona inicial/de entrada do túnel

3.3.1.8. Execução das paredes exteriores, na zona junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa, e desenvolvimento do núcleo de escadas, na zona central

Nesta fase observaram-se os avanços relativos à elevação das paredes do túnel, na zona junto à Maternidade, com especial atenção à colocação das cofragens para posterior betonagem. De acordo com as boas práticas de construção, a betonagem não foi realizada toda de seguida, mas sim executada por fases, devidamente acompanhadas da respetiva vibração, de modo a evitar a segregação do betão. Foi,

também, colocado um fio por forma a garantir a verticalidade das paredes. Por sua vez, os pormenores acima referidos encontram-se detalhados na figura 28, obtida no local da obra a 5 de junho de 2018.



Figura 28 (obtida no local da obra a 5 de junho de 2018): Pormenor do desenvolvimento do túnel na zona inicial com especial atenção à colocação das cofragens

É de sublinhar, que no acompanhamento da construção do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência denotaram-se falhas na colocação dos escoramentos, ainda na fase de cura do betão, o que levou a que a cofragem cedesse devido ao excesso de tensões instaladas. Esta falha teve como consequência a escorrência de betão e, conseqüentemente, o aparecimento de defeitos. A referida falha é apresentada na figura 29 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018). Posteriormente, no dia 5 de junho de 2018 (figura 30), verificou-se a correção do referido defeito, bem como o início dos trabalhos para a realização da laje de cobertura do túnel, na zona central.



Figura 29 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Pormenor da inexistência de escoramento adequado na construção da parede do núcleo de escadas



Figura 30 (obtida no local da obra a 5 de junho de 2018): Início dos trabalhos relativos à execução da laje de cobertura, na zona central do túnel

3.3.1.9. Finalização das paredes junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa, da laje de cobertura na zona central e do núcleo de escadas de acesso à saída de emergência do túnel

Na visita realizada a 8 de junho de 2018, constataram-se avanços significativos na execução da laje de cobertura, na zona central do túnel, bem como na betonagem das paredes do túnel, na zona junto à Maternidade. As figuras 31 e 32 visam, precisamente, ilustrar esses avanços.



Figura 31 (obtida no local da obra a 8 de junho de 2018): Betonagem de uma das paredes do túnel no trecho junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa



Figura 32 (obtida no local da obra a 8 de junho de 2018): Fase de cura da laje de cobertura da zona central do túnel

Mais tarde, no dia 20 de junho de 2018, tornaram a observar-se enormes avanços nos trabalhos, especialmente na zona central do túnel, onde já tinham sido elaborados, praticamente, todos os trabalhos de escavação que deram espaço à realização das restantes infraestruturas que ligam a zona central do túnel à zona junto à Maternidade, conforme apresentado na figura 33. Nesta figura, denota-se que a laje da cobertura central, apresentada anteriormente na figura 32 ainda em fase de cura, se encontrava já concluída.



Figura 33 (obtida no local da obra a 20 de junho de 2018): Finalização dos trabalhos de escavação na zona central do túnel

Na zona do túnel junto à Maternidade, quando vista do lado exterior, verifica-se uma diminuição de espessura nas paredes de cota mais elevada. Não tendo sido colocada em causa, como é evidente, a segurança da estrutura, optou-se por esta solução, de modo a obter uma redução de custos e de desperdício de material. A figura 34, retirada no local da obra a 20 de junho, ilustra a situação descrita.



Figura 34 (obtida no local da obra a 20 de junho de 2018): Pormenor da diminuição de espessura das paredes do túnel, na zona junto à Maternidade Dr. Alfredo da Costa

Nesta fase, os coletores também já se encontravam praticamente enterrados e as respetivas caixas de visita, que permitirão a sua manutenção e/ou acesso em casos de emergência, devidamente instaladas. Na figura 35, obtida na mesma data, é documentado este mesmo progresso.



Figura 35 (obtida no local da obra a 20 de junho de 2018): Coletor praticamente enterrado e respetiva caixa de visita

Por fim, no dia 12 de julho de 2018, a laje de cobertura da zona central encontrava-se concluída e todos os elementos de travamento que possibilitaram a sua execução já tinham sido desativados. Na figura 36 encontra-se documentada a finalização desta mesma etapa que, por sua vez, permitiu dar início ao desenvolvimento dos trabalhos no interior do túnel, conforme será exposto no subcapítulo seguinte.



Figura 36 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Pormenor da finalização da laje de cobertura do túnel

3.3.1.10. Trabalhos de execução do pavimento

Ainda na mesma data, foi possível visitar o interior do túnel, onde também se observaram progressos muito significativos. A figura 37, obtida no local da obra, tem como objetivo chamar à atenção para a desativação de uma grande parte dos escoramentos, o que permitiu o começo dos trabalhos de execução do pavimento. É de referir, que na interface entre o solo compactado e o massame de betão, foram colocados agregados britados, por forma a potenciar a drenagem, de acordo com [15]. Nesta figura também é possível visualizar as escadas que dão acesso à saída emergência, ainda escoradas.

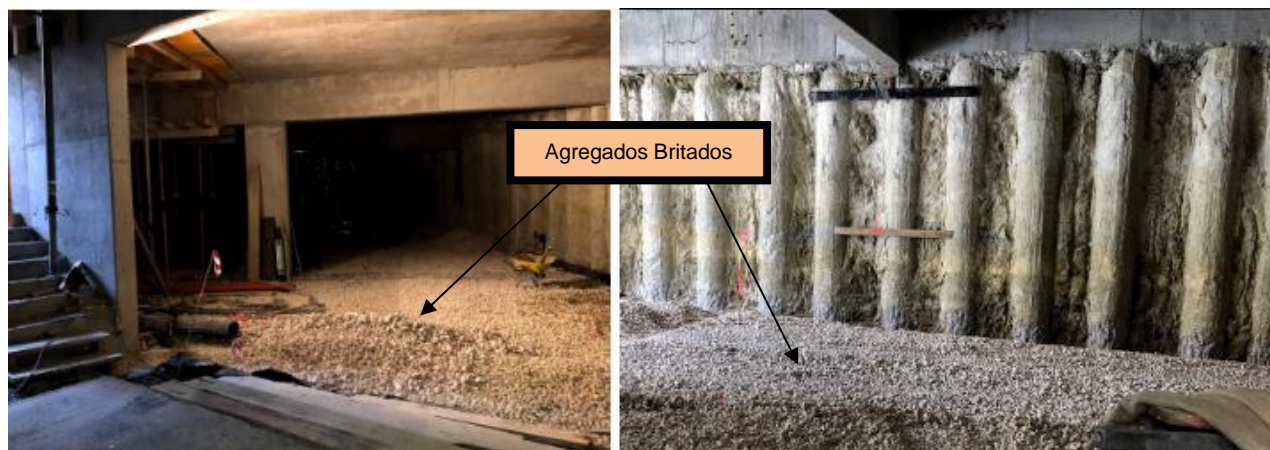


Figura 37 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Início dos trabalhos de colocação do pavimento no interior do túnel



Figura 38 (retirada de [15]): Pormenor relativo à constituição do pavimento

De entre as várias etapas que conduziram à execução do pavimento do túnel destaca-se, de acordo com a figura 38, retirada de [15], a da colocação das armaduras que o constituem. A figura 39, retirada no local da obra a 19 de julho de 2018, ilustra precisamente esta etapa.



Figura 39 (obtida no local da obra a 19 de julho de 2018): Pormenores relativos à colocação das armaduras do pavimento

3.3.1.11. Trabalhos de execução da área técnica do túnel

De acordo com o projeto, a zona destinada à área técnica do túnel foi executada junto às escadas de acesso à saída de emergência. As figuras que se seguem têm por objetivo documentar o espaço dedicado à área técnica e o início dos trabalhos para o levantamento das paredes que a delimitam.



Figura 40 (obtida no local da obra a 19 de julho de 2018): Zona reservada à área técnica do túnel

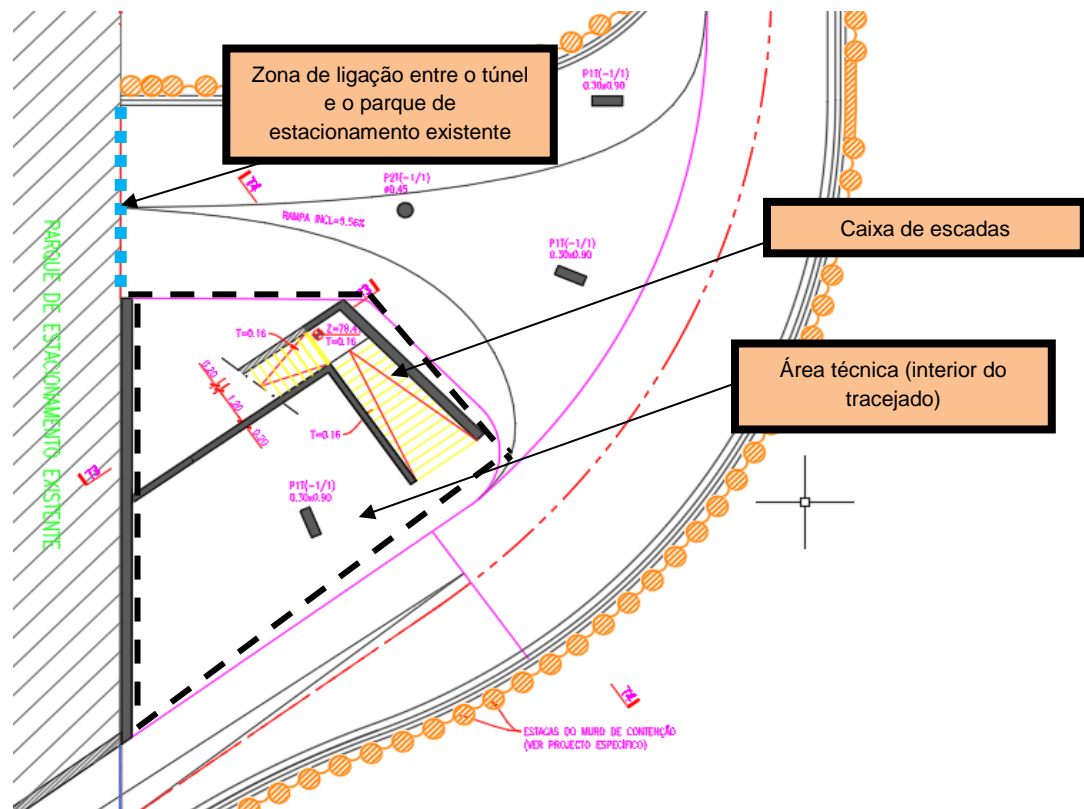


Figura 41 (adaptada de [15]): Planta da área técnica e da zona de ligação entre o túnel e o parque de estacionamento existente

3.3.1.12. Execução da zona de ligação entre o túnel e o parque de estacionamento da *Empark*

No dia 9 de agosto de 2018, e de acordo com o projeto (figura 41), foi realizada a ligação entre o túnel de acesso ao edifício FPM41 e o parque de estacionamento da *Empark*, de modo a permitir que os veículos automóveis pudessem vir a circular entre os dois. Esta ligação foi elaborada na zona adjacente à área técnica.

Na mesma data, foi tirada uma fotografia ilustrativa da zona, a que corresponde a figura 42. Nesta, o plástico preto, ao fundo, dividia as duas estruturas acima enunciadas; e no pavimento, também já se encontravam delimitadas as vias de circulação dos veículos, de acordo com os limites estipulados pelos lancis. Na figura, é ainda colocada em evidência a existência de uma grelha de ventilação do estacionamento da *Empark*.



Figura 42 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Zona de ligação entre o túnel e o parque de estacionamento existente (à esq.) e pormenor da grelha de ventilação do parque existente (à dir.)

É de referir, por último, que houve a necessidade de executar uma junta de dilatação entre as duas paredes, a parede do túnel e a do estacionamento já existente, em razão das duas estruturas se movimentarem de maneira diferente. Na figura 43, igualmente obtida no local da obra a 9 de Agosto de 2018, pode observar-se o espaço existente entre as duas paredes onde, posteriormente, foi inserida a junta.

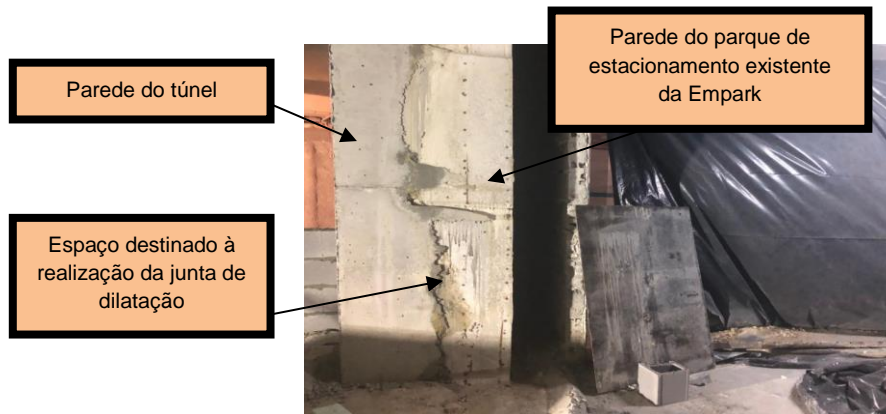


Figura 43 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Zona de ligação entre as paredes do túnel e as do parque de estacionamento existente

3.3.1.13. Projeção de betão para finalização das paredes da cortina de estacas e implementação do sistema de drenagem da cortina

Ainda durante a visita efetuada em 9 de agosto de 2018, foi possível constatar que todas as paredes da cortina de estacas tinham sido finalizadas através da projeção de betão. É de salientar que não foi realizado qualquer acabamento nas referidas paredes, ficando estas com o aspeto demonstrado na figura 44, tal como foi projetado pela arquiteta responsável.



Figura 44 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Paredes do túnel

A finalização das paredes permitiu o início dos trabalhos de furação, para a posterior instalação dos geodrenos, conforme ilustrado na figura 45. Os trabalhos de furação foram realizados cautelosamente, com o objetivo de não causar vibrações excessivas, suscetíveis de causarem deformações nas paredes.

Como foi referido em 3.3.1.2, o posicionamento dos geodrenos e bueiros definidos inicialmente em projeto, teve de ser alterado em obra. No início, os drenos sub-horizontais (com 10° de inclinação) apresentavam um comprimento e afastamento de 3m, diâmetro de 50 mm e eram constituídos por PVC crepinado envolvido em geotêxtil 200 gr/m². Os bueiros, por sua vez, apresentavam um afastamento de 3,0 m, comprimento de 80 mm, diâmetro de 80 mm e eram constituídos também por PVC crepinado envolvido em geotêxtil 200 gr/m² [9]. Em obra, porém, verificou-se a impossibilidade de instalar geodrenos/bueiros com um comprimento tão elevado, pelo que houve a necessidade de projetar uma nova solução adequada às características reais da obra.

Assim, surgiu a solução apresentada no Anexo IX (retirado de [16]). Em conformidade com esta solução, os afastamentos, a geometria e o comprimento dos elementos de drenagem foram alterados. O parâmetro que originou as maiores alterações (quer em termos de geometria, quer de afastamento) ao projeto inicial foi o comprimento desses elementos. Isto porque, quando foi realizada a furação para a instalação dos geodrenos/bueiros, verificou-se que alguns deles não poderiam ser instalados com 3,0 m de comprimento (no interior da parede), mas sim com 0,5 m, devido à proximidade das infraestruturas localizadas a tardo da parede de contenção, o que conduziu à necessidade de encontrar uma nova solução que garantisse a drenagem da parede nestas condições.



Figura 45 (obtida no local da obra a 9 de agosto de 2018): Colocação dos geodrenos

3.3.1.14. Conclusão da área técnica do túnel

A 27 de agosto, foi verificado um enorme avanço na execução da área técnica do túnel, tendo sido executadas as paredes em falta. Na figura 46 é ilustrada esta mesma progressão.



Figura 46 (obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018): Avanços na execução da área técnica: elevação das paredes

3.3.1.15. Trabalhos de acabamento à superfície

Os trabalhos à superfície acompanharam o ritmo dos avanços verificados no interior. Assim, na mesma data, foi obtida a figura 47, onde se pode verificar que todas as estruturas e infraestruturas estavam ou já tinham sido enterradas, permitindo, deste modo, o início da execução dos passeios e da reconstrução dos limites das vias de trânsito do local.

É necessário evidenciar, que antes de se dar início aos trabalhos de acabamento, todas as estruturas enterradas foram protegidas com um sistema de impermeabilização adequado e de acordo com o projeto. Contudo, como a impermeabilização da solução 2 (Paredes tipo Munique) ocorreu numa data anterior à da solução 1 (Cortina de Estacas Moldadas), as características desse sistema apenas serão apresentadas no subcapítulo 3.3.2.7 para evitar a repetição de conteúdos, dado que o referido sistema foi aplicado sobre todas as soluções de contenção.



Figura 47 (obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018): Avanços à superfície

Nesta fase foi necessário ter em atenção a natureza das estruturas e infraestruturas a enterrar, sendo que algumas delas, nomeadamente os cabos de Alta Tensão, tiveram de ser bem assinaladas de modo a evitar acidentes futuros. A título de exemplo, é apresentada figura 48, obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018. Aqui, é possível verificar que os cabos de Alta Tensão, embora sendo qualificados como uma infraestrutura muito perigosa, foram enterrados, apenas, a cerca de 40 cm abaixo da cota do pavimento, o que, em matéria de segurança, não pode deixar de ser considerada como uma opção muito discutível.

Por último, é preciso ainda chamar a atenção para o facto de os avanços à superfície terem-se verificado em todas as zonas de desenvolvimento do túnel. Por isso mesmo, optou-se por só dar ênfase a este aspeto no presente subcapítulo, por forma a evitar, também nesta matéria, a repetição de conteúdos.



Figura 48 (obtida no local da obra a 27 de agosto de 2018): Precauções no enterro de infraestruturas

3.3.2. Zona 2: Paredes tipo Munique ou Berlim definitivo

A zona 2, de acordo com a figura 13 *supra* apresentada em 3.3., corresponde ao terreno adjacente à Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves (alçado H1HI). É uma zona caracterizada por um reduzido espaço para a construção (a distância entre o parque de estacionamento existente e o muro da Casa Museu era de apenas 4,0 m), inviabilizando a solução de Cortinas de Estacas Moldadas. Assim, para esta zona, foi escolhida como solução de contenção as Paredes tipo Munique ou Berlim definitivo.

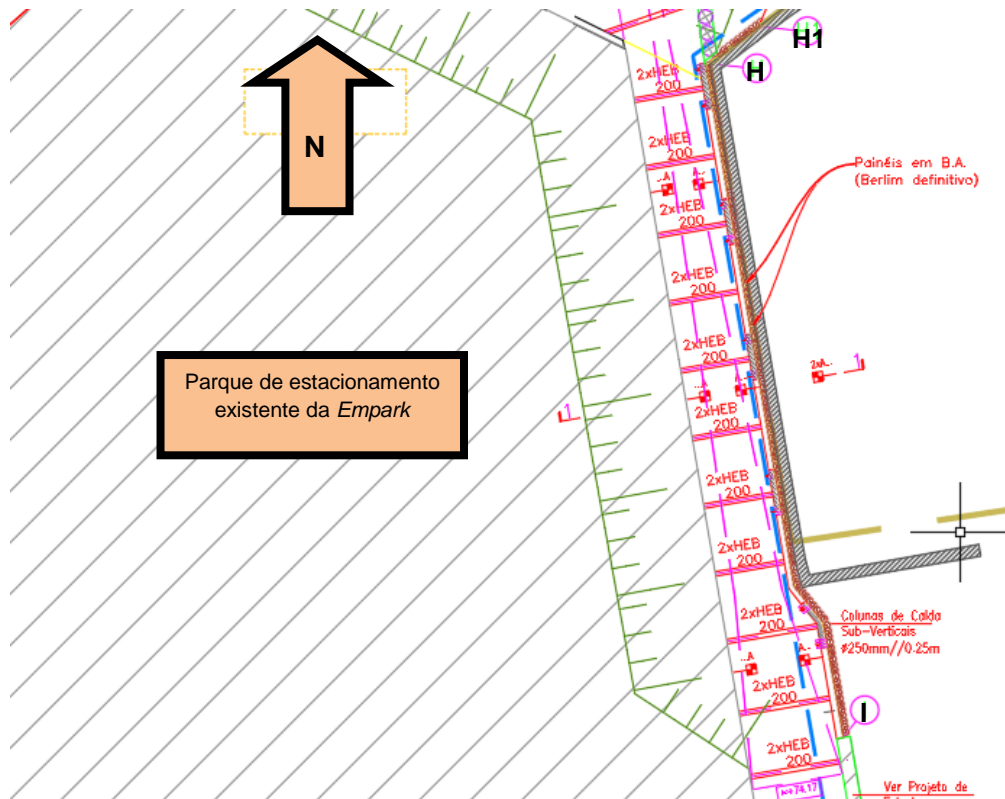


Figura 49 (adaptada de [10]): Planta da zona de implementação das paredes de Berlim definitivo

A solução considerada pressupõe a realização de uma estrutura de betão armado, previamente escorada. É de salientar que “este tipo de solução apresenta a vantagem de permitir executar, durante a escavação, a parede definitiva, podendo o número de travamentos (escoras) assim como os condicionamentos de escavação ser redefinidos em fase de obra, em função das reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação proposto” [9].

De acordo com [11], foi necessário que túnel fosse executado com uma largura mínima, como vimos em 3.2.1. Este parâmetro, embora com algumas dificuldades, em consequência da localização da laje de cobertura do parque de estacionamento da *Empark* materializado junto ao túnel, foi cumprido com sucesso (o pormenor da laje de cobertura será evidenciado na figura 50, retirada de [10] e na figura 52, obtida no local da obra a 19 de abril de 2018).

3.3.2.1. Levantamento de condicionamentos, demolição de estruturas existentes e reforço do solo com recurso a caldas de cimento

Numa primeira fase, após a realização das vistorias às várias estruturas e infraestruturas a conservar, procedeu-se à demolição de algumas edificações existentes e à alteração da localização dos serviços soterrados. Para salvaguardar as estruturas a conservar foram instalados alvos topográficos, conforme preconizado no Plano de Instrumentação e Observação [9].

Na fase de escavação, que corresponde à fase provisória, houve a geração de impulsos por parte do solo, associados, também, à respetiva descompressão, pelo que foi elaborado um tratamento prévio com “recurso a colunas de calda de cimento com inclinação sub vertical, o qual não [invalidou] o cumprimento integral do faseamento construtivo proposto, em particular que o intervalo de tempo entre as operações de escavação e de betonagem não [ultrapassasse] as 24 horas” [9].

As colunas de calda (de 1º nível) apresentavam um diâmetro e um afastamento entre si de 250 mm, conforme se pode constatar da figura 50. Também nesta fase foram garantidos os sistemas de drenagem da parede, em função do caudal de água que afluiu ao interior da escavação [9].

De seguida, as microestacas foram inseridas em furos, realizados previamente, com diâmetro mínimo de 8” (20cm) que, por sua vez, foram seladas “através de sistema apropriado no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota final de escavação” [9]. Para o efeito, adotou-se calda de cimento com propriedades adequadas à sua finalidade, sendo que a injeção da selagem foi efetuada ao abrigo do sistema IRS (obturador duplo e válvulas antirretorno).

No projeto, as microestacas verticais de secção tubular deveriam apresentar uniões exteriores [9]. Contudo, na figura 52, obtida no local da obra a 19 de abril de 2018, verificou-se uma situação de incumprimento do projeto, pois as microestacas não apresentavam as referidas uniões exteriores. Para compensar a falta das uniões exteriores, houve um incremento da secção dos tubos das microestacas.

Para a furação dos elementos estruturais destinados ao abrigo das microestacas recorreu-se à carotagem, embora tal não tenha sido previsto em projeto.

A figura 50, retirada de [10], tem precisamente como objetivo ilustrar, também, o posicionamento dos elementos acima descritos, através da apresentação do corte 1-1.

À data de início de acompanhamento da obra, 4 de abril de 2018, as etapas *supra* mencionadas já tinham sido executadas, pelo que é impossível ilustrar aqui o processo de execução das mesmas com recurso a levantamento fotográfico, como será exposto daqui em diante.

3.3.2.2. Execução da viga de coroamento

Posteriormente procedeu-se à execução da viga de coroamento, VC2, devidamente apoiada em microestacas verticais, conforme se pode denotar pela figura 51, adaptada de [10]. A escavação necessária à materialização da parede de contenção foi executada por baixo da viga de coroamento, em razão das microestacas terem sido devidamente suportadas por cachorros. Na figura 52, obtida no local da obra a 19 de abril de 2018, e na figura 53, retirada de [10], constata-se a ligação das microestacas aos painéis da contenção por intermédio dos referidos cachorros.

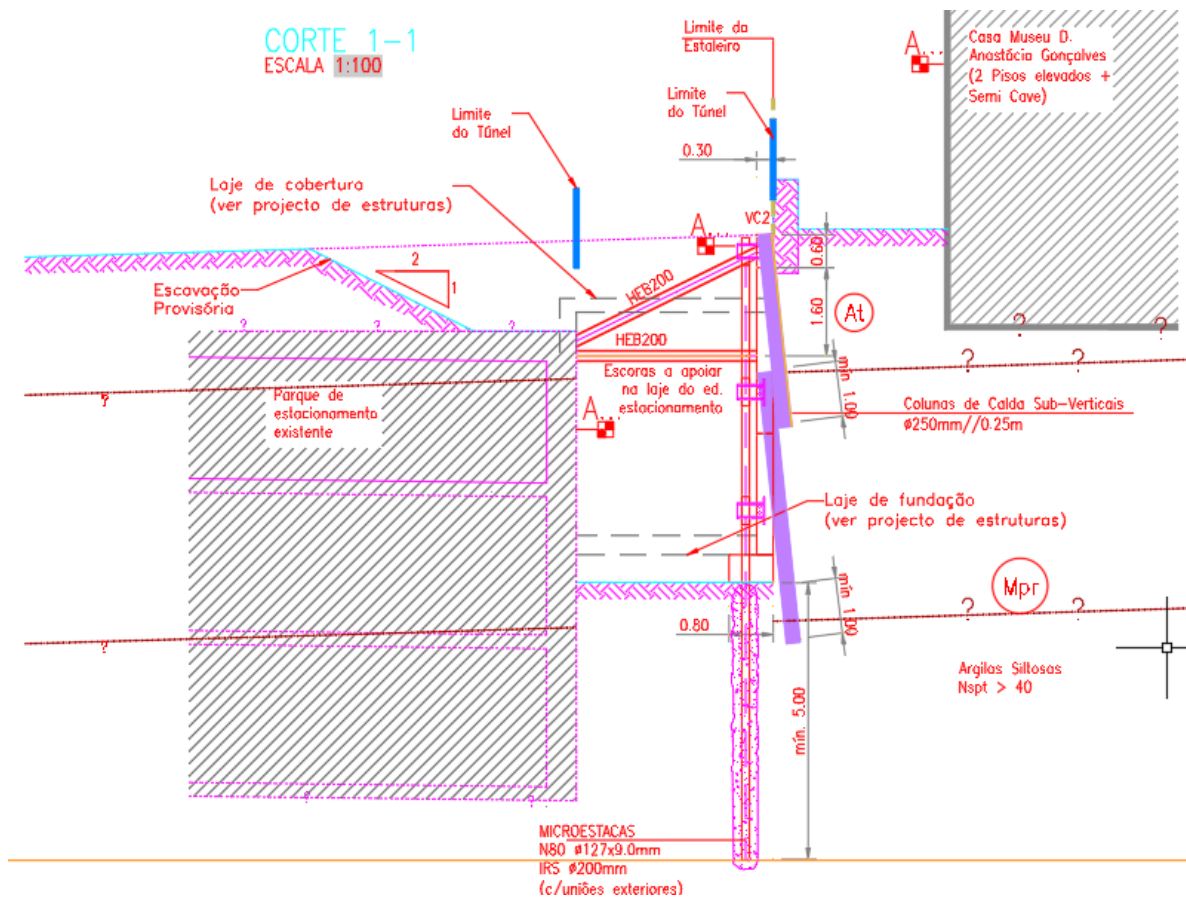


Figura 50 (retirada de [10]): Corte 1-1 posicionamento das colunas de calda e das microestacas da solução



Figura 52 (obtida no local da obra a 19 de abril de 2018): Pormenor da instalação de escoras provisórias, da laje de cobertura onde estas se apoiam, dos cachorros e das microestacas

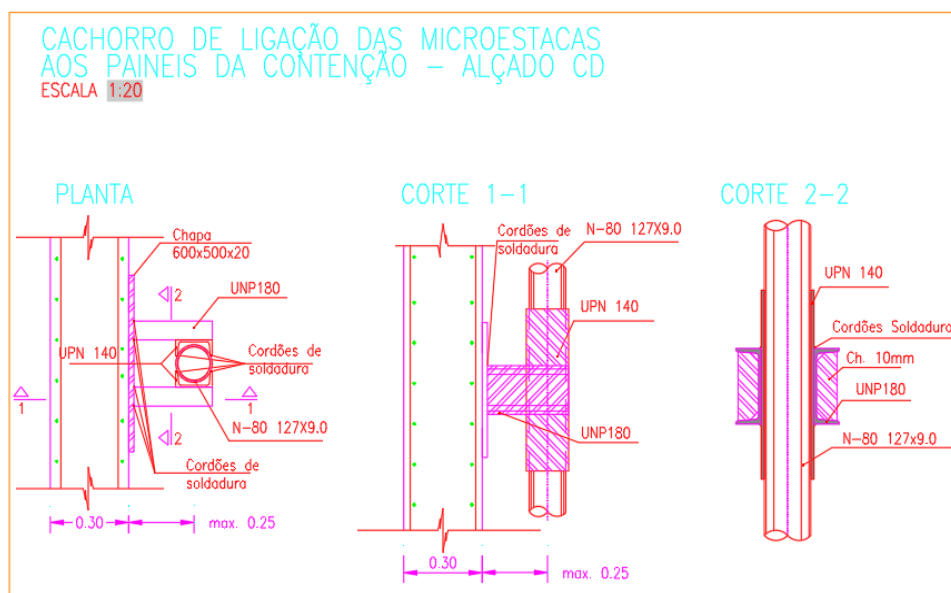


Figura 53 (retirada de [10]): Corte 1-1 relativo ao pormenor dos cachorros e das microestacas

3.3.2.3. Execução da parede de contenção: painéis primários e secundários

Conforme foi referido no Capítulo 2, a solução de Paredes tipo Munique é realizada por fases, de cima para baixo. Os diversos painéis de betão armado instalados foram executados por níveis e apoiados nas microestacas verticais de secção tubular, como se pôde observar na figura 51, acima apresentada.

No final da realização do primeiro nível de painéis constituintes da parede de contenção, procedeu-se à execução do 2º nível de colunas de calda de cimento, com características idênticas às do 1º nível [9], como anteriormente mencionado em 3.3.2.1. É de referir, a propósito, que para cada nível de painéis foi necessário proceder à instalação de painéis primários e secundários, e que não devem ser executados “painéis primários consecutivos, deixando apenas um secundário de intervalo” [9], pois era indispensável garantir o efeito de arco na materialização da solução. O pormenor relativo aos diferentes níveis de execução dos painéis é apresentado na figura 54, obtida no local da obra a 7 de maio de 2018, onde a linha a azul corresponde à passagem de um nível para o outro.

Os painéis de betão armado constituintes das Paredes tipo Munique foram, por sua vez, betonados diretamente contra o paramento vertical aberto no terreno. Para garantir a sua estabilidade face aos impulsos do solo que se originaram durante a fase de escavação, foram instaladas escoras metálicas provisórias (estas escoras estavam apoiadas na laje de cobertura do parque de estacionamento “Saldanha”, da empresa *Empark*, de acordo com as figuras 50 e 52, apresentadas em 3.3.2.2.).

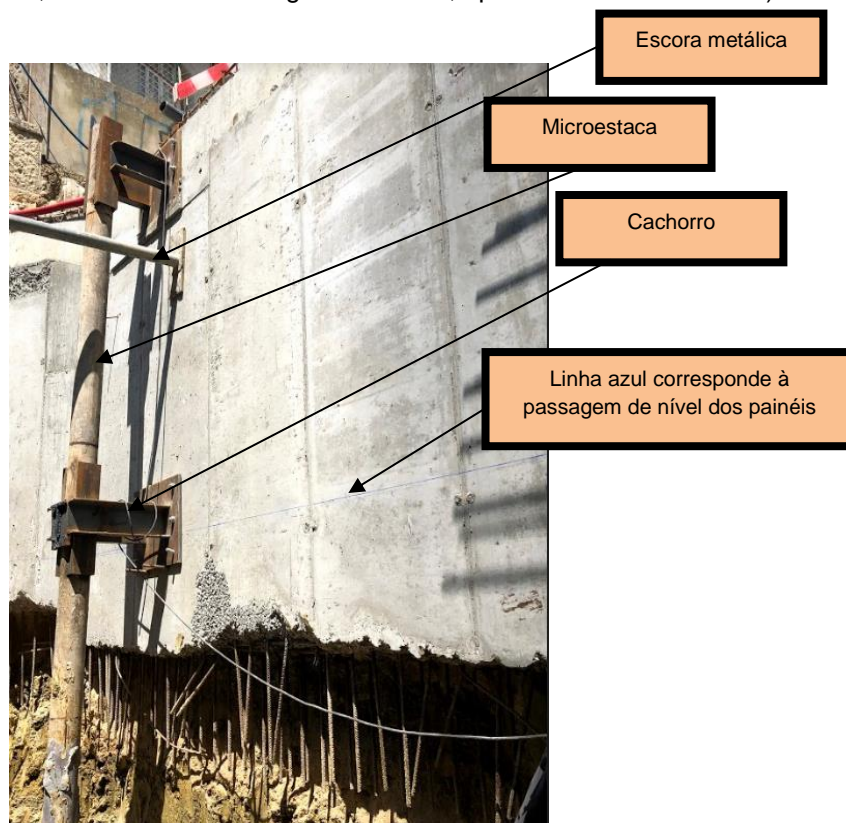


Figura 54 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Pormenor dos diferentes níveis de painéis a executar, delimitados por um traço a azul

Subsequentemente procedeu-se à execução da sapata, de baixo para cima, por troços, com largura igual à dos painéis [9], conforme documentado na figura 55, adaptada de [10].

BETÃO ARMADO – SAPATA

ESCALA 1:20

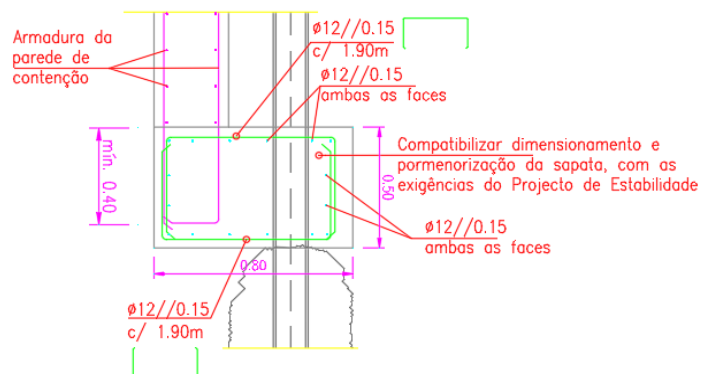


Figura 55 (adaptada de [10]): Pormenor da sapata instalada

3.3.2.4. Desenvolvimento da laje de cobertura do túnel

Nesta fase verificou-se o desenvolvimento da laje de cobertura do túnel. No decorrer da sua execução, procedeu-se à aplicação de uma emulsão betuminosa (de cor preta) para proteção (impermeabilização) do betão enterrado. A figura 56, obtida no local da obra a 7 de maio de 2018, visa ilustrar as referidas etapas.



Figura 56 (obtida no local da obra a 7 de maio de 2018): Execução da laje de cobertura do túnel (à esq.) e aplicação da emulsão betuminosa para proteção do betão enterrado (à dir.)

Conforme se pode constatar pela figura 57, obtida no local da obra a 21 de maio de 2018, houve a necessidade de proceder ao rebaixamento da laje de cobertura do túnel, devido à presença de uma conduta de ventilação do parque de estacionamento da *Empark*, não previsto em projeto (esta conduta já foi mencionada anteriormente em 3.3.1.12., aquando da apresentação da zona de implementação da solução 1, Cortina de Estacas Moldadas).



Figura 57 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Pormenor do rebaixamento da laje e da conduta de ventilação

Numa outra zona da laje de cobertura, mais próxima da zona de implementação do Muro de Suporte, também houve a necessidade de se proceder ao respetivo rebaixamento, por forma a permitir o acesso ao tubo de esgoto da Casa Museu. Na figura 58, obtida no local da obra a 21 de maio de 2018, é destacada a concretização desta etapa.



Figura 58 (obtida no local da obra a 21 de maio de 2018): Rebaixamento da laje para permitir o acesso ao tubo de esgoto da Casa Museu

3.3.2.5. Início dos trabalhos de desenvolvimento da parede oposta à contenção

O desenvolvimento das paredes do túnel, opostas à contenção Paredes tipo Munique (ou Berlim definitivo) foi realizado, junto à parede do parque de estacionamento da *Empark*. As paredes do parque de estacionamento da *Empark*, aquando da sua construção, foram betonadas contra o terreno apresentando, em razão desse facto, inúmeras saliências (acabamento imperfeito). Assim sendo, houve a necessidade de instalar um fio, criando uma zona de segurança onde não existisse qualquer saliência ao longo da parede do referido estacionamento, de modo a garantir que a parede do túnel, depois de betonada, não apresentasse qualquer diferença de cotas. Os pormenores relativos à irregularidade das paredes e à instalação do fio podem ser apreciados na figura 59, obtida no local da obra a 28 de maio de 2018.

De maneira a facilitar uma melhor compreensão do posicionamento da parede do túnel da *Empark* que faz fronteira com a do túnel, é exibida a figura 60, adaptada de [15].



Figura 59 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Pormenor da instalação do fio-de-prumo ao longo da parede do parque “Saldanha” da *Empark*

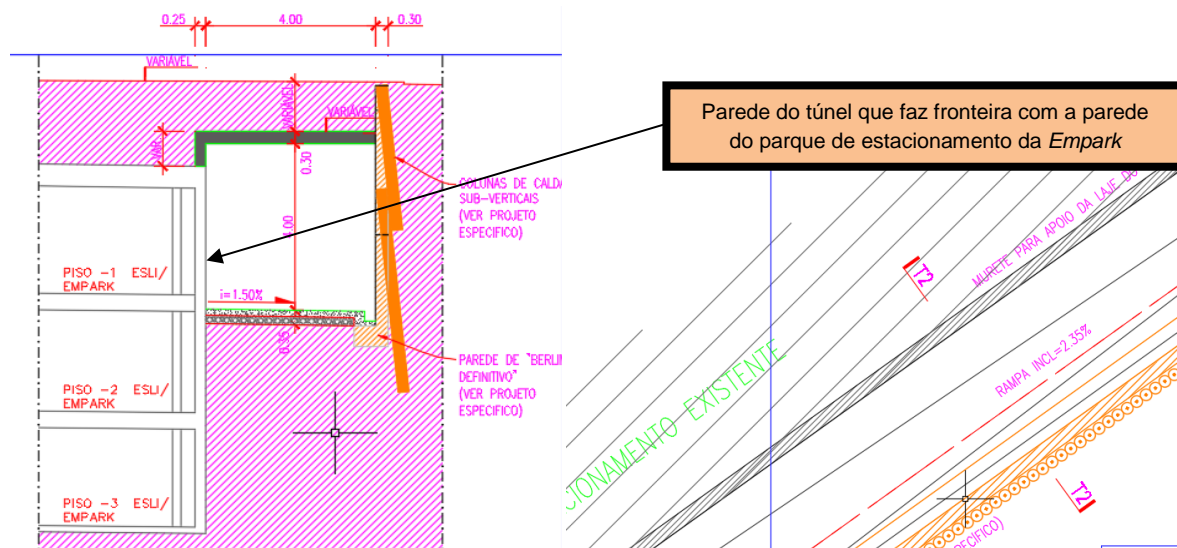


Figura 60 (adaptada de [15]): Corte T2 (à esq.) e planta com identificação do corte no projeto (à dir.)

Na parede do túnel junto ao muro da Casa Museu (a parede onde foi executada a solução de contenção Paredes tipo Munique) foi construído um murete em betão armado, de maneira a “calçar” esse muro, por forma a evitar o respetivo derrubamento. A necessidade de execução do murete explica-se pela inexistência de fundação no muro da Casa Museu. Sendo este muro apenas suportado pelo solo, agora escavado, a conseqüente descompressão do solo poderia levar à ocorrência do seu derrubamento.

3.3.2.6. Trabalhos relativos à pavimentação do interior do túnel

Na visita realizada a 12 de julho de 2018, foi possível recolher a figura 61, onde se pode verificar que os trabalhos relativos ao piso térreo já se encontravam bastante avançados, de acordo com os pressupostos enunciados em 3.3.1.10. Nesta fase, todos os trabalhos a realizar na zona interior do túnel, já se encontravam praticamente finalizados.



Figura 61 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Execução do piso térreo

3.3.2.7. Aplicação do sistema de impermeabilização na laje de cobertura

Posteriormente foram realizadas as restantes camadas do sistema de impermeabilização que protegem a laje de cobertura. Assim, de acordo com os pressupostos do projeto, o sistema de impermeabilização é constituído por 6 camadas, conforme o exposto na figura 62, retirada de [15]. Na figura 63, obtida no local da obra a 12 de julho de 2018, pode visualizar-se a laje já finalizada, com a manta geotêxtil à superfície.

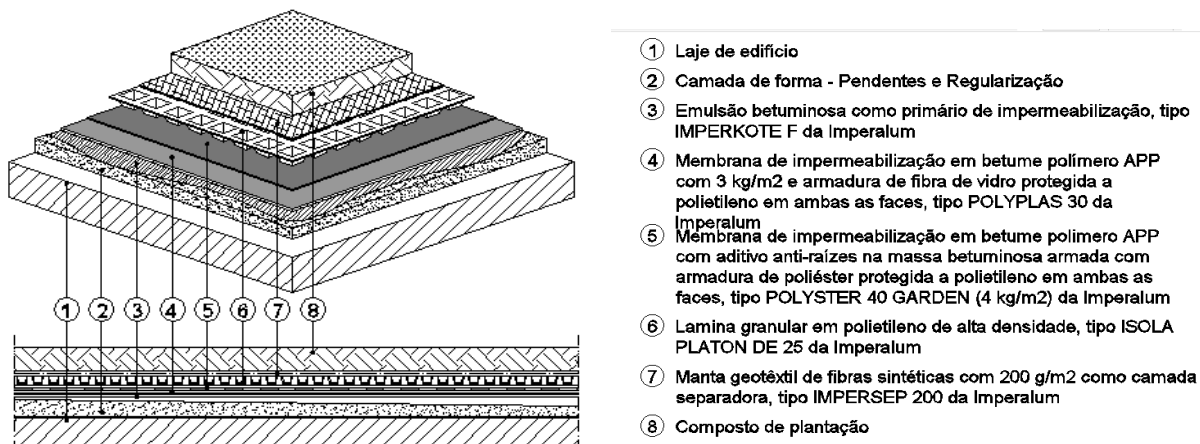


Figura 62 (retirada de [15]): Pormenor da constituição do sistema de impermeabilização da laje

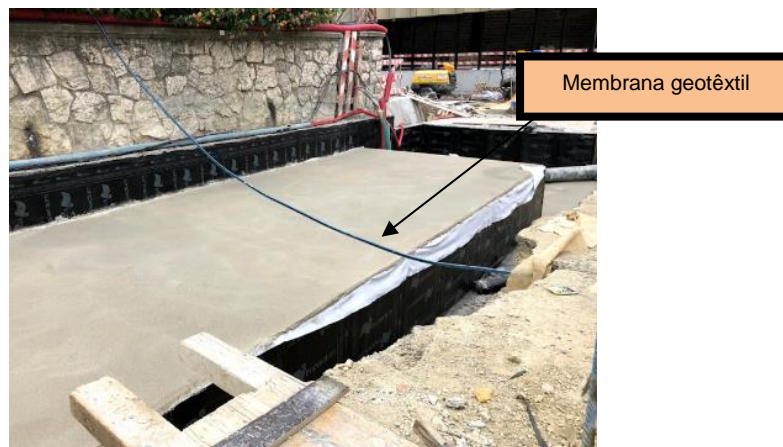


Figura 63 (obtida no local da obra a 12 de julho de 2018): Colocação da última camada constituinte do sistema de impermeabilização da laje de cobertura: manta geotêxtil

Com a finalização da estrutura, as escoras provisórias que garantiam a estabilidade os painéis face aos impulsos do terreno foram desativadas e procedeu-se à selagem das aberturas onde as mesmas se apoiavam. Posto isto, procedeu-se à demolição da viga de coroamento [9].

3.3.2.8. Instalação do poço de bombagem da água proveniente do sistema de drenagem e finalização da parede oposta à contenção

No interior do túnel foi instalado um poço de bombagem da água proveniente do sistema de drenagem. O nível da água é controlado e limitado através da introdução de sondas nas paredes do poço. As sondas têm como função acionar as bombas quando o limite estipulado para o nível da água é atingido, encaminhando a água para uma caixa de junção. Nessa caixa de junção, são ligados dois tubos, o tubo de esgoto proveniente da Casa Museu e o tubo proveniente do poço. Seguidamente, toda a água é encaminhada por um terceiro tubo, o tubo de esgoto apresentado anteriormente em 3.3.2.4 (tubo que obrigou ao rebaixamento da laje de cobertura). Deve realçar-se que, na caixa de junção, o tubo que encaminha a água de drenagem está a uma cota diferente do tubo de esgoto, por forma a evitar a sua contaminação. Na figura 64, retirada no local da obra a 19 de julho de 2018, pode observar-se o poço e o início do sistema de bombagem das respetivas águas.



Figura 64 (obtida no local da obra a 19 de julho de 2018): Poço de acumulação de água (à esq.) e do respetivo sistema de bombagem da mesma (à dir.)

Na visita realizada a 17 de setembro de 2018, foi possível observar a parede do túnel oposta à contenção, referida em 3.3.2.5., finalizada através de projeção de betão.



Figura 65 (obtida no local da obra a 17 de setembro de 2018): Parede do túnel oposta à contenção realizada através da projeção de betão

3.3.3. Zona 3: Muro de Suporte

Na zona 3 (em conformidade com a figura 13, apresentada em 3.3.), que corresponde ao troço de transição do parque de estacionamento do Edifício FPM41 para o túnel, houve a necessidade de recorrer à estrutura de contenção Muro de Suporte, por ser a mais adequada às condições da obra, apesar desta solução não ter sido inicialmente prevista em projeto.

As razões que levaram ao abandono da solução definida em projeto, Cortina de Estacas Moldadas, foram a existência do maciço da grua, que impossibilitou o posicionamento dos equipamentos para a execução de estacas, e a inexistência de terreno, em quantidade suficiente, para permitir a instalação dessas mesmas estacas. Na figura 66, obtida no local da obra a 28 de maio de 2018, verifica-se, precisamente, que o posicionamento do maciço da grua obrigou à adoção do Muro de Suporte como estrutura de contenção.



Figura 66 (obtida no local da obra a 28 de maio de 2018): Posicionamento da grua

À data de início de acompanhamento da obra, a 4 de abril de 2018, a solução adotada para o troço em questão já fora praticamente executada, pelo que não é possível apresentar o seu processo de execução com recurso a levantamento fotográfico, como nas duas soluções apresentadas anteriormente. Contudo, são enumeradas todas as etapas que levaram à sua conclusão:

- “Rastreio e remoção de instalações afectadas;
- Movimento de terras para constituição da plataforma de implantação;
- Implantação;
- Escavação para fundação, incluindo compactação do fundo;
- Execução da camada de betão de regularização;
- Execução e montagem de moldes e cimbres;
- Fabrico e montagem de armaduras;
- Betonagem e desmoldagem;
- Protecção das superfícies enterradas e instalação do sistema de drenagem a tardoz;
- Instalação de juntas e reposição de terras” [17].



Figura 67 (obtida no local da obra a 19 de abril de 2018): Muro de suporte

Todavia, de entre as etapas acima enumeradas, ainda foi possível acompanhar a execução das duas últimas. Assim, na visita à obra realizada a 5 de junho de 2018, e posteriormente no dia 8 do mesmo mês, constatou-se que a zona a tardo do Muro de Suporte já se encontrava totalmente impermeabilizada (figura 68). Mais tarde, quando a grua foi retirada, essa zona foi preenchida com terreno.



Figura 68 (obtidas no local da obra a 5 e a 8 de junho de 2018, respetivamente): Zona a tardo do Muro de Suporte

3.4. Plano de Instrumentação e Observação

3.4.1. Grandezas medidas

Em conformidade com o Plano de Instrumentação e Observação foi necessário salvaguardar, no decorrer da execução do túnel, o estado de conservação das estruturas e infraestruturas. Nesse sentido, foram aferidas as seguintes grandezas: deslocamentos verticais e horizontais nas edificações vizinhas.

Na memória descritiva do projeto, foi estipulado que apenas seriam implementados sismógrafos, caso fossem indispensáveis para a avaliação de vibrações nas edificações condicionantes à materialização do túnel [9]. Contudo, não houve necessidade de recorrer a tal medida, uma vez que não houve intersecção com materiais de natureza rochosa.

3.4.2. Aparelhos de medição

Para proceder à medição das grandezas indicadas no subcapítulo anterior, deslocamentos verticais e horizontais, recorreu-se à instalação de alvos topográficos, num total de 17 unidades. Os alvos foram colocados sobre placas metálicas planas que, por sua vez, foram fixadas às estruturas objeto de medição dos referidos deslocamentos. A localização dos pontos de leitura dos valores medidos pelos referidos dispositivos, foi estabelecida numa zona exterior à área de influência da obra, de acordo com o estipulado no Plano de Instrumentação de Observação [9].

Por fim, é de salientar que “as precisões finais do sistema de observação [foram] estimadas em aproximadamente ± 1 mm, quer planimetricamente, quer em altimetria” [9]. Nas figuras 69 a 73, adaptadas de [18], pode observa-se a localização desses alvos.



Figura 69 (adaptada de [18]): Localização dos 3 alvos topográficos no alçado do muro da Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves voltado para a Av. 5 de Outubro



Figura 70 (adaptada de [18]): Localização dos 2 alvos topográficos no alçado do edifício envolventes ao túnel voltado para a R. Pinheiro Chagas



Figura 71 (adaptada de [18]): Localização dos 8 alvos topográficos no alçado do edifício da Casa Museu voltado para a Av. 5 de Outubro



Figura 72 (adaptada de [18]): Localização dos 2 alvos topográficos no alçado do edifício da Maternidade Dr. Alfredo da Costa voltado para a R. Pinheiro Chagas



Figura 73 (adaptada de [18]): Localização dos 2 alvos topográficos no alçado do *Hotel Zenit Lisboa* voltado para a R. Pinheiro Chagas

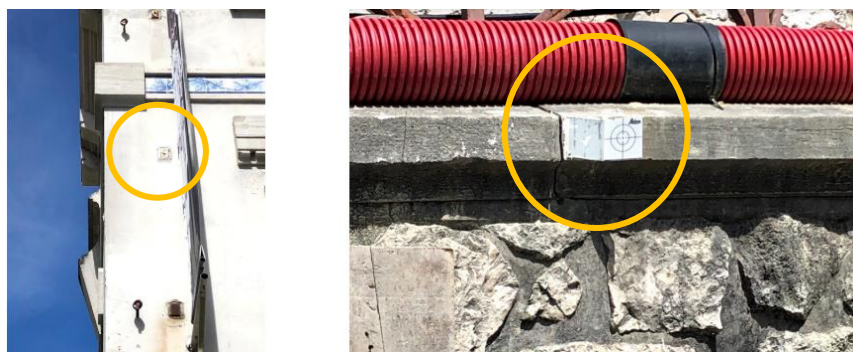


Figura 74 (obtida no local da obra a 9 de junho de 2018): Pormenor da instalação de um alvo topográfico na Casa Museu (à esq.) e no muro da Casa Museu (à dir.)

3.4.3. Frequência de Leituras

Os aparelhos topográficos instalados nas estruturas, segundo o Plano de Instrumentação e Observação, foram lidos “durante a execução dos trabalhos de escavação, até à construção da totalidade da laje de cobertura e desativação dos escoramentos provisórios, com uma frequência (...) não superior a uma vez por semana” [9].

No caso do muro da Casa Museu, porém, em concordância com o referido em 3.2.1.1., foi necessário efetuar leituras das grandezas bissemanalmente. Nos restantes edifícios, a frequência das leituras foi semanal, conforme previsto.

3.4.4. Critérios de Alerta e de Alarme

3.4.4.1. Construções Vizinhas e Muro da Casa Museu

O Plano de Instrumentação e Observação definiu os seguintes critérios de alerta e de alarme:

- “Critérios de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 20 mm no sentido horizontal, e de cerca de 15 mm no sentido vertical;
- Critérios de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 40mm no sentido horizontal, e de cerca de 30 mm no sentido vertical” [9].

3.4.4.2. Medidas de Reforço

Como resulta de [9], para o caso de haver a necessidade de controlar a variação dos deslocamentos, ainda que estes não ultrapasassem os limites definidos pelos critérios de alerta e de alarme, foram previstas algumas medidas de reforço passíveis de serem implementadas em obra:

- “Reforço do travamento horizontal das paredes de contenção do túnel, através da realização adicional de escoramentos ou de ancoragens;
- Reforço das condições de drenagem da parede de contenção;
- Tratamento dos terrenos localizados a tardo da parede da contenção” [9].

Como vimos, na execução da parede do túnel junto ao muro da Casa Museu (a parede onde foi executada a solução de contenção Paredes tipo Munique) houve a necessidade de realizar um murete em betão armado. Atendendo as razões que conduziram à sua realização, descritas em 3.3.2.5., o referido murete é qualificado como uma medida de reforço.

3.4.5. Análise dos valores recolhidos nas campanhas de monitorização

Da análise de [18], resulta que todas as estruturas respeitaram os critérios de alerta e de alarme com bastante folga. Os edifícios envolventes (incluindo o edifício da Casa Museu) sofreram deslocamentos máximos no alvo MAC2 (situado na Maternidade Dr. Alfredo da Costa) de -6 mm no eixo xx e -5 mm no eixo zz, de acordo com os referenciais apresentados no subcapítulo 3.4.2.

O muro da Casa Museu, como seria de esperar pela frequência de leituras definida e pela necessidade de aplicação da medida de reforço acima referida, foi o que sofreu maiores deslocamentos, atingindo no alvo MCM2 -7 mm e -5mm nos eixos yy e zz, respetivamente. A título de exemplo são apresentados os gráficos, adaptados de [18], referentes aos deslocamentos medidos nos eixos yy e zz, ao longo das campanhas, no alvo MCM2.

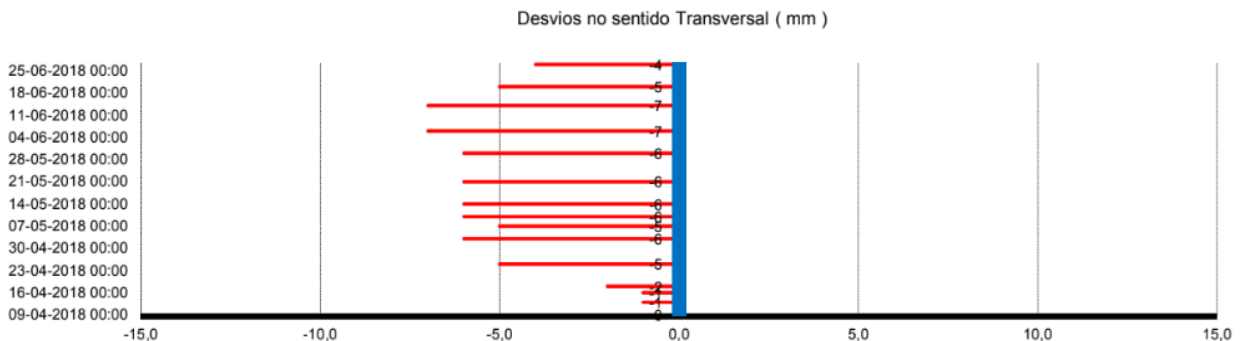


Gráfico 1 (adaptado de [18]): Deslocamentos horizontais no tempo, medidos no alvo MCM2, no eixo yy

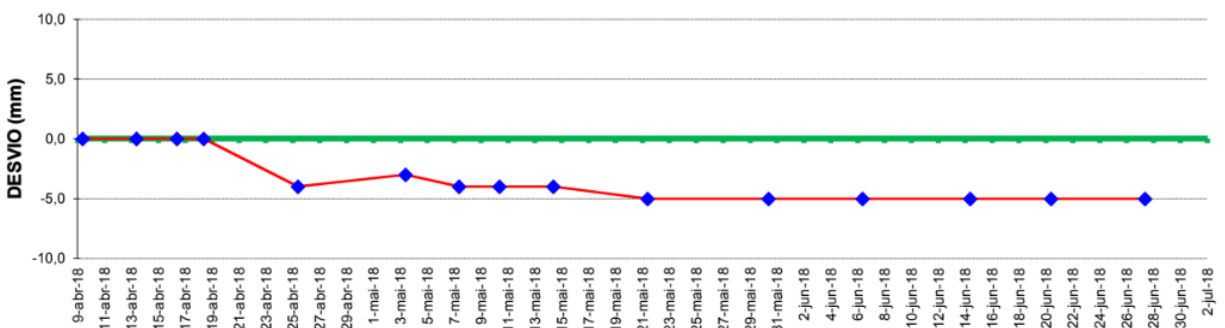


Gráfico 2 (adaptado de [18]): Deslocamentos verticais no tempo, medidos no alvo MCM2, no eixo zz

Atendendo a que os deslocamentos horizontais e verticais máximos ocorreram no alvo topográfico MCM2, na tabela 4 é apresentada a comparação desses mesmos deslocamentos com os estipulados nos critérios de alerta e de alarme. Pode concluir-se, que tanto os deslocamentos horizontais como os verticais não atingiram valores próximos de nenhum desses critérios.

Tabela 4: Comparação dos deslocamentos do alvo MCM2 com os critérios de alerta e de alarme

Deslocamentos	Critério de alerta	Critério de alarme	Alvo MCM2
Vertical	+/- 15	+/- 30	-5
Horizontal	+/- 20	+/- 40	-7

3.5. Construção Sustentável

Tem-se verificado uma crescente preocupação com as consequências da ação humana para o estado de conservação do meio ambiente. Nesse sentido, foram criadas diversas soluções sustentáveis para implementar nas construções.

Na construção do edifício FPM41 foram várias as medidas implementadas de natureza sustentável. De entre elas, podem-se destacar a instalação de sistemas de tratamentos de águas cinzentas (que consistem na reutilização da água dos lavatórios para as descargas das sanitas e urinóis); a utilização de painéis solares; a existência de uma central térmica no edifício (que em função das necessidades habituais de climatização do mesmo, abre ou fecha os módulos das janelas, aproveitando a temperatura exterior, por forma a que seja dispensada a menor quantidade de energia para aquecimento do edifício); e os materiais utilizados serem obtidos o mais perto possível do local de implementação da obra.

Embora o desenvolvimento do edifício e respetivo parque de estacionamento subterrâneo tenham sido efetuados em simultâneo com o caso de estudo, este não respeitou, de forma significativa, medidas sustentáveis na sua materialização. Todavia, tendo em conta a envergadura da obra, é importante fazer uma breve referência a algumas medidas que poderiam ter sido implementadas.

Na maior parte das obras é necessário demolir infraestruturas, pelo que há a produção de resíduos de diversas categorias. Estes resíduos não têm necessariamente de ser vistos como um desperdício, podendo algumas vezes serem reaproveitados para uma nova construção, nomeadamente no fabrico de betão. O betão é constituído por água, ligante e agregados (areias e britas), sendo reforçados, também, com adjuvantes e adições para melhorar o seu desempenho em obra. Os agregados correspondem a uma elevada percentagem da constituição do betão e podem provir de resíduos de construção e demolição (RCD), sendo “classificados em três classes: ARB1, ARB2 e ARC (ARB1 e ARB2 são constituídos maioritariamente por betão e ARC - Agregados compostos - constituídos por betão e alvenaria de betão)” [19].

Assim, “os agregados provenientes de RCD das classes ARB1 e ARB2 podem ser usados no fabrico de betão para elementos de betão simples ou betão armado:

- Para Betão armado: - Teor de ARB1 <25%; - Teor de ARB2 <20%;
- Para betão simples, de regularização ou de enchimento não há limite” [19].

Naturalmente existem pressupostos inerentes à sua aplicação, para que as condições de segurança e durabilidade sejam respeitadas. Nesse sentido, é apresentada a tabela 5, retirada de [19], relativamente à incorporação dos agregados reciclados na construção.

Tabela 5 (retirada de [19]): Incorporação de agregados reciclados de betão: ARB1 e ARB2

Classe do agregado reciclado	Classe de resistência	Percentagem de incorporação	Classe de exposição ambiental
ARB1	C 40/50	25%	X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XS1
ARB2	C 35/45	20%	

Relativamente à utilização dos ARC, estes apenas podem ser incorporados “em betões de enchimento ou de regularização, sem função estrutural e em ambientes não agressivos” [19].

Embora a legislação permita a incorporação de agregados reciclados na constituição do betão, a sua utilização é muito reduzida. A obra objeto de estudo é um bom exemplo, pois os custos associados à aplicação dos agregados reciclados são superiores aos da não utilização dos mesmos. Ora sendo o mercado da construção civil muito competitivo, não são realizados gastos que ainda são considerados, na maior parte das vezes, como desnecessariamente onerosos.

Contudo, são alguns desses gastos que permitem um menor consumo de recursos. Sendo a indústria da construção uma das principais responsáveis pela enorme produção de resíduos e tendo, simultaneamente, um elevado poder económico, é necessário procurar mudar, fundamentadamente, as mentalidades. Assim, é desejável que as empresas representantes deste sector não olhem só para as receitas e despesas do ponto de vista contabilístico, mas também tendo em atenção as vantagens que podem retirar na adoção de medidas que potenciem a preservação dos ecossistemas e matérias-primas.

Uma outra medida passível de ser implementada nestes domínios, para além da adoção de agregados reciclados, seria o aproveitamento da água proveniente do sistema de drenagem, para a limpeza do túnel de acesso ao estacionamento do edifício FPM41.

Esta medida teria sido possível de aplicar pois, conforme referido em 3.3.2.8., já existe um poço de bombagem da água proveniente da drenagem, que está a ser diretamente encaminhada para o coletor sem qualquer aproveitamento. Ou seja, poderia ter sido previsto que esta água servisse para a lavagem do túnel, possibilitando uma diminuição do consumo de água da rede pública, e contribuindo para a preservação dos recursos hídricos em especial e do meio ambiente em geral. Por outro lado, uma solução desta natureza poderia conduzir a que gastos com a manutenção do túnel pudessem ser reduzidos.

4. Modelação da estrutura de contenção Paredes tipo Munique

O programa de modelação *Plaxis* permite avaliar a estabilidade das estruturas de contenção e as respetivas deformações, considerando as diversas etapas envolvidas. O programa divide-se em 4 secções *input* (onde se define a geometria e as características das camadas do solo e dos elementos estruturais); *calculate* (onde se estabelecem as etapas construtivas da solução adotada); *output* (onde são apresentados os resultados da simulação); e *curves* (onde é possível “criar curvas, obtidas a partir de pontos pré-selecionados na malha de elementos finitos” [1]). Atendendo às soluções de contenção implementadas na obra, optou-se por modelar a zona 2, correspondente à solução de Paredes tipo Munique, por ser a zona mais crítica do túnel, em termos de espaço, construções vizinhas e resultados da monitorização.

4.1. Geometria do modelo

Para definir a geometria do modelo, recorreu-se ao corte T2, documentado na figura 75, retirada de [15].

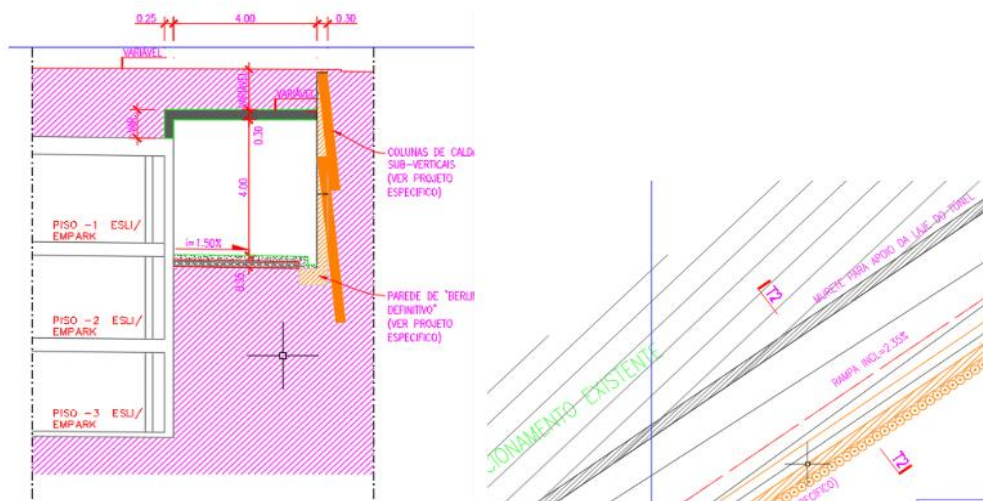


Figura 75 (retirada de [15]): Corte T2 (à esq.) e planta com a identificação do corte no projeto (à dir.)

Assim, estabeleceu-se uma janela de 10 m de largura (em que 4m correspondem ao comprimento onde foi executada a escavação para a construção do túnel) por 20 m de altura, adotando “elementos triangulares de 15 nós para a malha de elementos finitos” [5]. Por simplificação do modelo, para definir a geometria do modelo assumiu-se apenas 6m de comprimento na zona a tardoz da contenção por corresponder ao terreno onde se encontrava o muro da Casa Museu e a fachada da Casa Museu onde foram instalados os alvos topográficos. Contudo, para se efetuar um estudo mais rigoroso poderia considerar-se uma janela com uma largura superior e averiguar o comportamento da estrutura de contenção.

O comando *Geometry line* permite delinear a geometria do terreno. Embora o terreno apresente 5 camadas distintas, duas delas (ZG3 e ZG4, conforme resulta da figura 76 e da tabela 6), apresentavam características similares e um curto desenvolvimento em profundidade, pelo que se optou por considerar, apenas e conservativamente, aquela que apresentava pior comportamento geotécnico, ZG3.

Para determinar a geometria do modelo acima descrito, recorreu-se aos dados das campanhas de prospeção referentes ao perfil interpretativo 1, de acordo com o documentado na figura 11 em 3.2.2.2. Na figura 76 retirada de [12], é representado, por sua vez, esse mesmo perfil com a indicação das 5 camadas que compõe o terreno. Finalmente, na tabela 6, adaptada de [12], são apresentadas as características geotécnicas de cada uma dessas camadas.

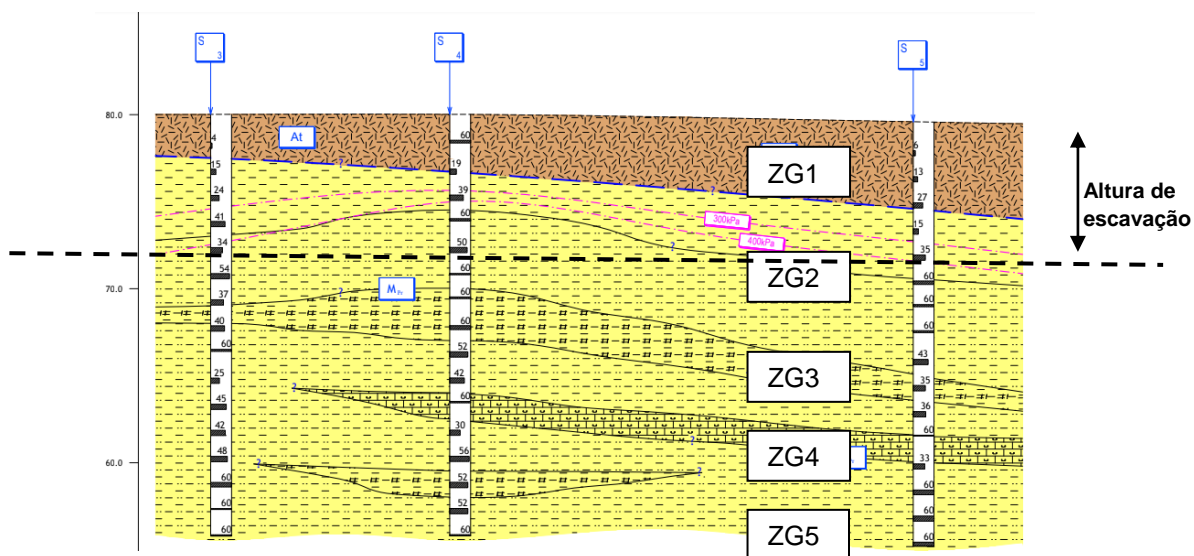


Figura 76 (retirado de [12]): Perfil interpretativo 1

Tabela 6 (adaptada de [12]): Valores dos parâmetros geotécnicos de cada uma das camadas do solo

	Tipo de terreno	N _{SPT}	Peso volúmico γ (kN/m ²)	Ângulo de atrito interno ϕ	Coesão C' (KPa)	Módulo de deformabilidade E (MPa)	Zona Geotécnica
At	Argilas arenosas	4-19	19	25	-	5	ZG1
M _{PR}	Argila silto-margosa/Argilas carbonosas	13-24	19	26-28	5	10-20	ZG2
		25-37	20	30-32	10	20-30	ZG3
	41-60	20	32-34	20	35-50	ZG4	
	Siltes margosos e cascão	>60	20	38	20	60	ZG5

As condições de fronteira do modelo foram definidas recorrendo-se ao “comando *Standart fixities*, que criou um conjunto de apoios fixos na base, e apoios móveis nas zonas laterais, permitindo os deslocamentos verticais na zona lateral” [5].

Seguidamente, recorrendo ao comando *Plate*, que simula o comportamento da parede, definiu-se a microestaca com 11,3 m de comprimento, correspondente a 6,3 m de altura de escavação e 5 m de comprimento de selagem. Considerou-se uma altura de escavação de 6,3 m, uma vez que a sapata apresenta 0,5 m de altura e a cortina 5,8 m. Nesta fase, foi determinante que o comando *Plate* fosse executado em 4 troços pois, caso contrário, teria sido impossível simular as etapas construtivas.

Deste modo, foi necessário que os dois primeiros troços tivessem uma altura de 2,9 m cada um (correspondente à altura de cada nível de painéis das Paredes tipo Munique, embora também tenham funcionado como microestaca numa fase inicial, conforme explicado mais a frente em 4.3.); o terceiro troço 0,5 m, correspondente à sapata; e o último troço 5,0 m de altura, equivalente ao comprimento de selagem da microestaca.

Aplicando o comando *Interfaces* até uma profundidade ligeiramente superior à da microestaca, criou-se a interface entre os lados (intradorso e extradorso) da parede. Não houve necessidade de considerar o nível freático, pois este encontrava-se a uma profundidade muito superior à da escavação. Posteriormente, através do comando *Distributed load-load system A*, definiu-se uma carga distribuída de 2 kN/m², uma vez que esta zona foi reservada para implementação de canteiros e o peso da Casa Museu é encaminhado diretamente para o solo de fundação.

Finalmente definiu-se a escora (a 2,2 m de profundidade), com 4 m de comprimento, e a sapata (a 6,3 m de profundidade) com 0,8 m de comprimento, através do comando *Fixed-end Anchor*. Na figura 77 apresenta-se o modelo criado.

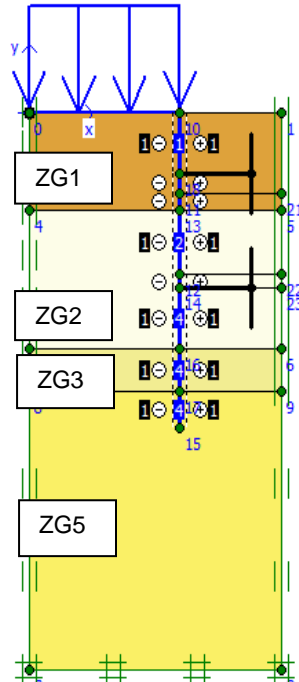


Figura 77: Modelação numérica da solução no Plaxis

4.2. Características dos materiais e da malha de elementos finitos

Tendo por base os valores recolhidos do relatório de estudo geológico-geotécnico [12], da memória descritiva do projeto [9], da memória de cálculo do projeto [20] e ainda da correlação de alguns parâmetros, elaborou-se a tabela 7, onde são caracterizadas as diferentes camadas do solo. É importante referir que, na definição das características geotécnicas das diferentes camadas do terreno, é necessário estipular o *Material model* como: *Linear elastic*, *Mohr-Coulomb*, *Soft soil model*, *Hardening soil model*, *Soft soil creep model*, *Jointed Rock model* ou *User- defined model*.

O modelo recomendado para o tipo de solos em questão é o *Hardening soil*, pois “utiliza três deformabilidades para o solo, o módulo secante E_{50} , o módulo de descarga-recarga E_{ur} , e o módulo edométrico, E_{oed} , utilizando também a envolvente de rotura de *Mohr-Coloumb* (considerando c_{ref} , φ e Ψ). Este modelo recria o comportamento dos diferentes tipos de material, admitindo uma relação tensão-deformação não linear” [1]. Ou seja, o modelo *Hardening soil* considera a perda de rigidez em consequência das tensões de corte sofridas pelo material ao longo do tempo, enquanto o modelo de *Mohr-Coulomb* considera a rigidez constante. No programa é assumida a simplificação: $E = E_{50_{ref}}$; $E_{ur}^{ref} = 3E_{50_{ref}}$; $E_{oed}^{ref} = E_{50_{ref}}$ em razão do modelo ter sido calibrado através dos resultados de monitorização da obra. Contudo é importante referir que o módulo secante, E_{50} , na realidade não assume o mesmo valor que o modulo de deformabilidade. Este deveria ser calculado através da seguinte expressão: $E =$

$$E_{ref}^{50} \left(\frac{p'}{p'_{ref}(=100 \text{ kPa})} \right)^m$$

Tabela 7: Características das zonas geotécnicas inseridas no *Plaxis*

		Zonas Geotécnicas			
		ZG1	ZG2	ZG3	ZG5
Cotas (m)		80 – 76,5	76,5 – 71,5	71,5 – 70	70 - 60
Modelo		<i>Hardening- soil</i>	<i>Hardening- soil</i>	<i>Hardening- soil</i>	<i>Hardening- soil</i>
Parâmetros	γ_{unsat} [kN/m ³]	19	19	20	20
	γ_{sat} [kN/m ³]	19	19	20	20
	E_{ref}^{50} [kN/m ²]	5 000	10 000	20 000	60 000
	E_{oed}^{50} [kN/m ²]	5 000	10 000	20 000	60 000
	E_{ur}^{50} [kN/m ²]	15 000	30 000	60 000	180 000
	c_{ref} [kN/m ²]	1	5	10	20
	v_{ur}^{nu}	0,3	0,2	0,2	0,2
	e_{init}	0,5	0,5	0,5	0,5
	Φ [°]	25	28	32	38
	Ψ [°]	0	0	0	0
	R_{inter}	1	1	1	1
	p_{ref} [kN/m ²]	100	100	100	100
	m	0,5	0,5	0,5	0,5

Conforme se pode verificar pela análise das tabelas 6 e 7, de entre os intervalos de valores medidos para cada camada, foram sempre adotados os piores valores, de modo a que fosse considerada a situação mais desfavorável. Na zona ZG1 houve a necessidade de admitir $c_{ref}=1$ para que o programa funcionasse. Seguidamente procedeu-se à caracterização dos materiais que compõem as Paredes tipo Munique: os painéis de betão armado, a microestaca, a escora e a sapata, de acordo com a tabela 8.

Tabela 8: Características dos elementos estruturais inseridas no *Plaxis*

Parâmetros	Elementos Estruturais			
	Microestaca	Paredes de Betão Armado	Escora (HEB 200)	Sapata
EA [kN/m]	947 213	9 000 000	1 562 000	24 000 000
EI [kNm ² /m]	1376,0,2	67500	-	-
W [kN/m/m]	0,32	7,5	-	-
ν	0,2	0,2	-	-
$L_{spacing}$	-	-	1	1

Finalizada a caracterização de todos os materiais, recorreu-se ao comando *Mesh*, originando a malha de elementos finitos. A malha pode ser classificada quanto ao seu refinamento em 5 níveis distintos. Contudo,

para um melhor funcionamento do modelo, deve optar-se pelos refinamentos de nível superior: *Fine* ou *Very fine*. Na figura 78 é possível apreciar a malha de elementos finitos com refinamento do tipo *Fine*.

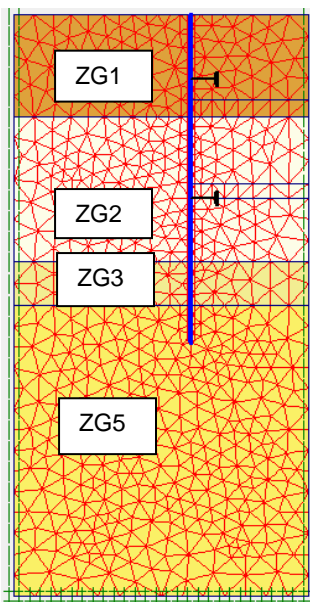


Figura 78: Malha de elementos finitos criada no *Plaxis*

4.3. Cálculo

Em conformidade com o referido anteriormente, o programa *Plaxis* permite diferenciar as diversas etapas construtivas que levam à execução de uma estrutura de contenção. Assim, na secção *Calculate* foi necessário caracterizar essas mesmas fases, procurando simular as etapas tal como foram executadas em obra. Na figura 79 encontram-se discriminadas as etapas definidas no programa *Plaxis* para simular a execução das Paredes tipo Munique.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	0
✓ carga	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ micro	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	3
✓ 1º escav	4	3	Plastic	Staged construction	0,00 ...	4
✓ 1º bet e escora	5	4	Plastic	Staged construction	0,00 ...	5
✓ 2º escav	6	5	Plastic	Staged construction	0,00 ...	6
✓ 2º bet	7	6	Plastic	Staged construction	0,00 ...	7
✓ 3º escav	8	7	Plastic	Staged construction	0,00 ...	8
✓ sapata	9	8	Plastic	Staged construction	0,00 ...	9

Figura 79 : Faseamento construtivo das Paredes tipo Munique inserido no *Plaxis*

Na secção *Calculate* do programa, no comando *General*, foram estipuladas as diversas etapas do processo construtivo, estabelecendo-se as “relações de precedência e o tipo de análise [aplicado] no cálculo (*Plastic*)” [1]. Posteriormente, no comando *Parameters*, fixaram-se os parâmetros *Loading input*, *Iterative produceres* e *Control parameters*.

A fase 0 (*Initial phase*) foi criada automaticamente pelo programa. A fase que lhe sucede, *Phase 1*, teve como objetivo diminuir possíveis erros no programa, separando os deslocamentos derivados dos assentamentos do solo e da sobrecarga, dos deslocamentos derivados da escavação. Assim, o parâmetro *Loading input* foi definido como *Total multipliers*, de acordo com a figura 79 *supra*.

Na 2ª fase, definiu-se a sobrecarga de 2kN/m². Esta fase também teve a particularidade de no parâmetro *Control parameters* se ter ativado a opção *Reset displacements to zero* para que daí para a frente apenas fossem considerados os deslocamentos provenientes da escavação.

Subsequentemente, na 3ª fase, definiu-se a microestaca (*micro*). Para que esta fase fosse executada com sucesso, foi necessário ativar os 4 troços do *Plate* com o material da microestaca de maneira a perfazer os 11,3 m de comprimento, em concordância com o mencionado em 4.1.

A 4ª fase é relativa à execução do 1º nível de escavação, que corresponde ao comprimento do 1º nível de painéis das Paredes tipo Munique (no modelo inserido no *Plaxis* não foi feita a distinção para a execução da viga de coroamento, pois o seu comprimento foi contabilizado no comprimento dos painéis para simplificação do modelo). A solução Paredes tipo Munique tem a particularidade de tirar partido do efeito de arco, conforme referido em 2.3.1.2., o que faz com que no decorrer da escavação as banquetas de terras suportem os solos contíguos. Contudo, no *Plaxis 2D* (estado plano de deformação), não é possível simular este comportamento. Assim, como forma de contornar esta adversidade e de simular mais realisticamente o comportamento do modelo, atribuiu-se o valor de 0,5 (valor corrente neste tipo de soluções e neste tipo de terreno) ao parâmetro Σ -*Mstage*, que por norma é definido por defeito no programa como 1. Nas restantes fases dedicadas à escavação (6ª e 8ª fases) foi sempre feita a alteração mencionada.

Posteriormente definiu-se a 5ª fase (*1º bet e escora*) correspondente à betonagem do 1º nível dos painéis de betão armado da Parede tipo Munique e à instalação do elemento de travamento, a escora. Nesta fase foi necessário ter o cuidado de alterar o material do 1º troço do *Plate* para o dos painéis em betão armado. Na execução da betonagem do 2º nível de painéis de betão armado (7ª fase) foram tidos os mesmos cuidados para garantir a correta simulação das fases construtivas da solução adotada.

Na 9ª fase, foi definida a sapata. Finalmente, o programa calculou os esforços e deslocamentos finais da contenção.

4.4. Resultados

4.4.1. Deslocamentos

Da secção 4 do programa, *Output*, obteve-se a malha deformada do modelo criado, bem como os deslocamentos da cortina, os esforços instalados na escora e na sapata e as tensões instaladas no terreno. O programa tem a vantagem de permitir que todos os parâmetros sejam avaliados nas diversas etapas construtivas, permitindo um maior controlo do funcionamento estrutural de cada elemento. Na figura 80 é apresentada a malha deformada do modelo criado, juntamente como as deformações sofridas pela solução de contenção.

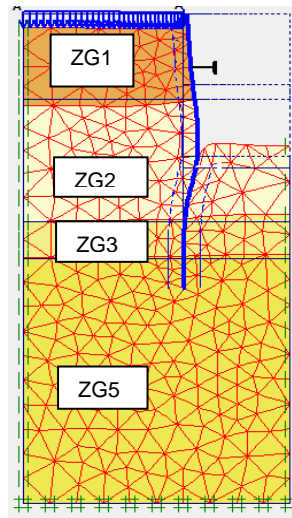


Figura 80: Deformações da Parede tipo Munique na fase final (sapata instalada)

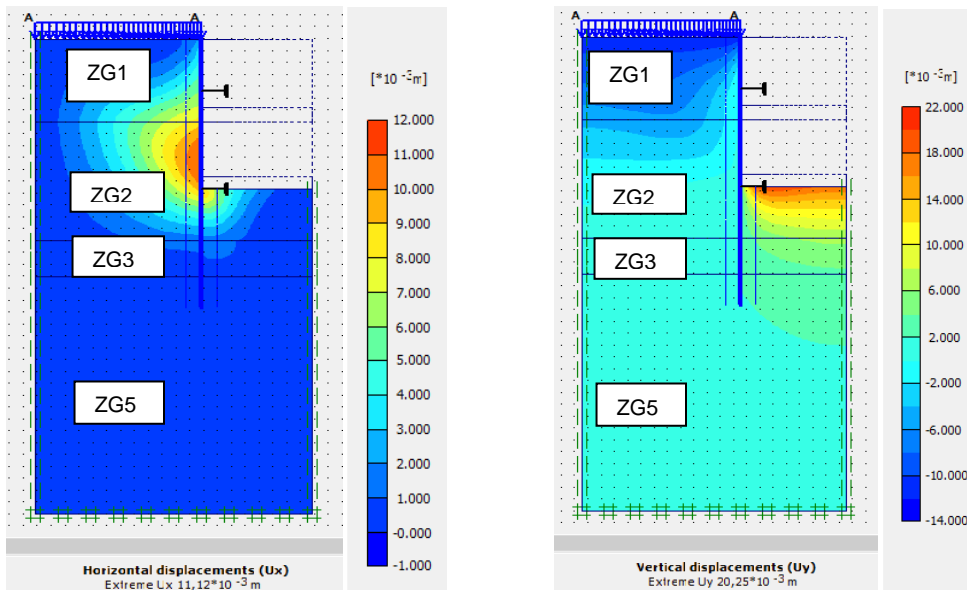


Figura 81: Deformações horizontais (à esq.) e deformações verticais (à dir.) da Parede tipo Munique na fase final (sapata instalada) (1)

De acordo com os dados apresentados na figura 81 (à esq.), as deformações horizontais mais elevadas verificaram-se nos solos a tardo da estrutura de contenção. A deformação horizontal máxima avaliada foi de 11,12 mm e ocorreu no solo a tardo do 2º nível de painéis de betão armado constituintes das Paredes tipo Munique, em consequência da inexistência de um elemento de travamento.

Da análise da figura 81 (à dir.), constata-se que as deformações verticais foram bastante pronunciadas em dois locais distintos: na base da escavação e no solo à superfície, na zona a tardo da solução de contenção.

A deformação vertical máxima verificou-se na base da escavação, com um valor de 20,25 mm (o que corresponde a um empolamento do solo), e foi derivada não só da descompressão natural do solo como da pressão ascendente exercida por esse mesmo solo, que se traduziu por uma diminuição das tensões instaladas e consequentemente, em maiores valores de deformação. Contudo, o objetivo da modelação desta solução foi averiguar as consequências da execução do túnel nas construções vizinhas e compará-las com os valores obtidos na monitorização. Assim, embora a deformação máxima tenha ocorrido na base da escavação, esse facto não teve consequências significativas no comportamento das construções vizinhas, nomeadamente a nível de deslocamentos e/ou assentamentos, pelo que não será considerado na análise comparativa dos valores.

No solo à superfície, na zona a tardo da solução de contenção, os deslocamentos verticais máximos verificados foram da ordem dos 14 mm negativos, ou seja, o solo sofreu assentamento. Neste caso, a consideração deste deslocamento para a análise do modelo foi fundamental, pois é nesta zona que se encontram as construções vizinhas e onde se verificaram maiores valores de deslocamentos nas campanhas de monitorização, analisadas em 3.4.5. Esta deformação é consequência das características do terreno, uma vez que a camada à superfície, ZG1, apresentava fraca resistência e baixa coesão.

Por fim, na tabela 9, é estabelecida a comparação entre os valores dos deslocamentos obtidos no *Plaxis* e os critérios de alerta e de alarme definidos no Plano de Monitorização e Observação. Da análise desta tabela, conclui-se que os deslocamentos sofridos pela contenção não ultrapassaram nenhum dos critérios definidos. Contudo, o assentamento (deslocamento vertical) de 14 mm está demasiado próximo do critério de alerta.

Tabela 9: Deslocamentos obtidos através da modelação da solução no *Plaxis*, na fase final, comparados com os critérios de alerta e de alarme

Deslocamentos	Critério de alerta	Critério de alarme	Plaxis
Vertical	+/- 15	+/- 30	- 14*
Horizontal	+/- 20	+/- 40	11 *

* Sinais dos deslocamentos de acordo com o referencial definido pelo programa

4.4.2. Esforços

O *Plaxis*, conforme tem sido referido ao longo do presente Capítulo, também permite calcular os esforços instalados nos elementos estruturais. Neste caso, os esforços objeto de análise são os esforços axiais instalados na escora e na sapata. O esforço axial da escora instalada a 2,2 m de profundidade foi de -109,12 kN/m, enquanto na sapata instalada a 6,3 m de profundidade foi de -30,98 kN/m. Numa primeira análise, os valores apresentados parecem exageradamente desfasados. Contudo, fazem sentido quando avaliados mais pormenorizadamente.

A escora, ao ter sido instalada a 2,2 m de profundidade, encontra-se na camada do solo ZG1. Esta camada de aterro apresenta baixos valores de deformabilidade e uma fraca coesão (praticamente nula), especialmente quando comparada com as outras camadas que constituem o solo. A sapata, por outro lado, encontra-se na camada de solo ZG2, que apresenta o dobro da deformabilidade e cinco vezes mais coesão. Assim, houve a necessidade da escora compensar as características do terreno em que foi inserida, absorvendo uma maior percentagem da carga, conduzindo, deste modo, a maiores valores de tensão.

4.5. Análise dos Resultados: Comparação com os valores da Monitorização

Resulta de 3.4.5., que a construção vizinha que sofreu maiores deslocamentos derivados da execução do túnel, foi o muro da Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves, no alvo topográfico MCM2, com -7 mm no eixo yy (correspondente a 7 mm no eixo xx no modelo do *Plaxis*) e -5 mm no eixo zz (correspondente a -5 mm no eixo yy no modelo do *Plaxis*). Assim, por ser a zona mais crítica da obra em termos de deslocamentos, foi efetuada a modelação da contenção periférica executada nessa zona: Paredes tipo Munique.

De entre as várias limitações do programa, é necessário sublinhar a impossibilidade de estabelecer uma relação de comparação direta entre os valores obtidos na monitorização e os calculados no *Plaxis*. Nas campanhas de monitorização, os alvos topográficos foram instalados nas fachadas dos edifícios vizinhos, na zona exterior da escavação. No *Plaxis* foi efetuada a modelação da solução de contenção e avaliados os deslocamentos sofridos tanto pela Parede tipo Munique, como pelo solo contíguo à mesma. Porém, não foram aferidos os deslocamentos das construções envolventes ao túnel. Ou seja, não existiu nenhum ponto onde tenham sido obtidos, conjuntamente, valores provenientes da monitorização e da modelação.

Considerou-se que a limitação exposta no parágrafo anterior, não impedia a progressão na análise dos deslocamentos conseguidos, uma vez que os alvos instalados no Muro da Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves se encontravam muito próximos do início do desenvolvimento das Paredes tipo Munique. De acordo com 4.4.1., os deslocamentos máximos no eixo xx (deslocamentos horizontais) sofridos pela

solução modelada no *Plaxis* foram de 11,12 mm, enquanto na monitorização do muro esse valor não ultrapassou os 7 mm. Por outro lado, os deslocamentos máximos no eixo yy (assentamentos) sofridos pela solução modelada, -14 mm, foram muito superiores aos verificados em obra, -5 mm.

Assim, procurou-se estabelecer as razões para a discrepância dos valores obtidos no *Plaxis* e os valores aferidos em obra, nas campanhas de monitorização:

- Na estipulação dos parâmetros geotécnicos dos solos a introduzir no *Plaxis*, de entre os intervalos de valores aferidos, optou-se por assumir sempre os mais conservativos. Ou seja, na realidade o terreno apresentaria, provavelmente, uma maior resistência e coesão. Na solução modelada, a escolha conservativa dos valores conduziu a deslocamentos superiores tanto nas Paredes tipo Munique, como nos solos adjacentes;

- Para além do critério conservativo na escolha dos valores a introduzir no programa, não foi considerado o tratamento prévio efetuado ao solo através de colunas de calda de cimento. Esta condição teria como consequência deslocamentos de ordem inferior, uma vez que o solo apresentaria melhores características do que as simuladas no *Plaxis*;

- As Paredes tipo Munique têm a particularidade de tirar partido do efeito de arco, o que faz com que no decorrer da escavação, as banquetas de terras localizadas nas zonas onde posteriormente serão realizados os painéis secundários, estabilizem os solos contíguos. Este fenómeno verifica-se a três dimensões. No *Plaxis* foi feita a modelação da solução a 2D, pelo que não foi tida em conta a correta consideração deste efeito, conduzindo a deformações superiores às avaliadas nas campanhas de monitorização. Acresce, que no *Plaxis* não é possível simular corretamente o processo construtivo das Paredes tipo Munique, nomeadamente a execução alternada dos painéis primários e secundários e os tempos de espera para a betonagem dos diferentes níveis de painéis de betão armado;

- Os deslocamentos verticais no terreno à superfície, na zona a tardoz da contenção, foram na realidade de - 5 mm. Este valor encontra-se muito longe dos critérios de alarme definidos. Contudo, na modelação da solução no *Plaxis*, o solo sofreu um assentamento de 14 mm nesta zona. Esta diferença advém do facto de o muro da Casa Museu ter sofrido assentamentos derivados das escavações que permitiram a execução do túnel. Assim, houve a necessidade de construir um murete em betão armado, de maneira a “calçar” esse mesmo muro, de modo a evitar o respetivo derrubamento, conforme referido em 3.3.2.5. Esta medida fez com os assentamentos nesta zona fossem bastante reduzidos face ao esperado. Porém, o *Plaxis* não permite a inserção de estruturas de reforço;

- A sobrecarga aplicada na modelação da solução Paredes tipo Munique também originou diferenças relativamente aos valores reais. O modelo simulado apenas teve em consideração a sobrecarga exercida na contenção na fase final da obra, onde se previu a existência de canteiros. Todavia, durante a execução

das Paredes tipo Munique, foram vários os elementos que exerceram cargas pontuais sobre o terreno. Assim, na realidade, as deformações seriam superiores às aferidas no *Plaxis*. Este facto parece ser contraditório com o que tem sido apurado até agora, uma vez que o programa apresentou aqui deslocamentos bastante superiores aos reais. A explicação deste facto resulta da circunstância de todas as condições que foram admitidas até ao momento, terem contribuído para um incremento irreal das deformações aferidas no *Plaxis*, enquanto a presente condição, em concreto, foi a única que, em obra, contribuiu efetivamente para esse aumento, em consequência de terem sido aplicadas mais sobrecargas do que as que foram simuladas na modelação da solução.

Pode então concluir-se que, não obstante o programa de modelação *Plaxis* 2D comportar algumas limitações, a sua aplicação na modelação de soluções de contenção periférica é fundamental, pois permite criar um modelo estrutural de referência para as deformações e tensões de uma dada solução, nas suas diversas etapas construtivas e, portanto, a aferição das zonas que são mais sensíveis e que necessitam de maior atenção. A estas vantagens está associado um custo praticamente nulo, quer em termos monetários, quer em tempo despendido.

4.6. Retroanálise

Em face da discrepância dos valores entre os deslocamentos aferidos na monitorização e os resultantes da modelação, procedeu-se à realização de uma retroanálise da solução *supra* efetuada. A retroanálise que foi efetuada, teve como objetivo aproximar a solução resultante da modelação numérica à situação real de obra. De acordo com 4.5., um dos principais fatores que contribuiu para a diferença dos valores analisados foi a deformabilidade. Assim, ao invés de se estipularem os valores mais baixos do intervalo aferido para este parâmetro, optou-se por definir a deformabilidade em 12 MPa e 22 MPa para as zonas ZG2 e ZG3, respetivamente, não alterando qualquer outro valor. Esta alteração conduziu a resultados bastante satisfatórios pois, quer a nível de deformações horizontais, quer verticais, os valores aproximaram-se bastante dos aferidos no plano de monitorização. Consequentemente, é apresentada a figura 82, relativa às deformações horizontais e verticais aferidas na modelação da solução Paredes tipo Munique.

Da análise da figura 82 (à esq.), constatou-se que os deslocamentos máximos ocorreram na zona a tardo do 2º nível de painéis de betão armado, conforme era expectável, atendendo à inexistência de um elemento de travamento nessa zona. Contudo, o deslocamento horizontal máximo verificado foi 7,74 mm. Este valor encontra-se bastante próximo do valor aferido na monitorização, correspondente a 7 mm.

Relativamente aos deslocamentos verticais apresentados na figura 82 (à dir.), também se pode constatar que a alteração realizada ao parâmetro da deformabilidade teve consequências bastante positivas para a solução modelada pois, contrariamente ao que se verificou anteriormente, os valores encontravam-se

bastante próximos dos aferidos na monitorização, para além de já se encontrarem distantes dos valores definidos para o critério de alarme, situação essa que era bastante preocupante na solução modelada anteriormente. Desprezando, mais uma vez, os deslocamentos sofridos na base de escavação, e considerando apenas os deslocamentos à superfície, na zona a tardo da contenção, verificou-se que os deslocamentos máximos calculados na modelação foram de -6 mm (correspondente a um assentamento do terreno). Na monitorização efetuada em obra, os valores máximos de deformação vertical foram de -5 mm, pelo que a proximidade entre valores é notória.

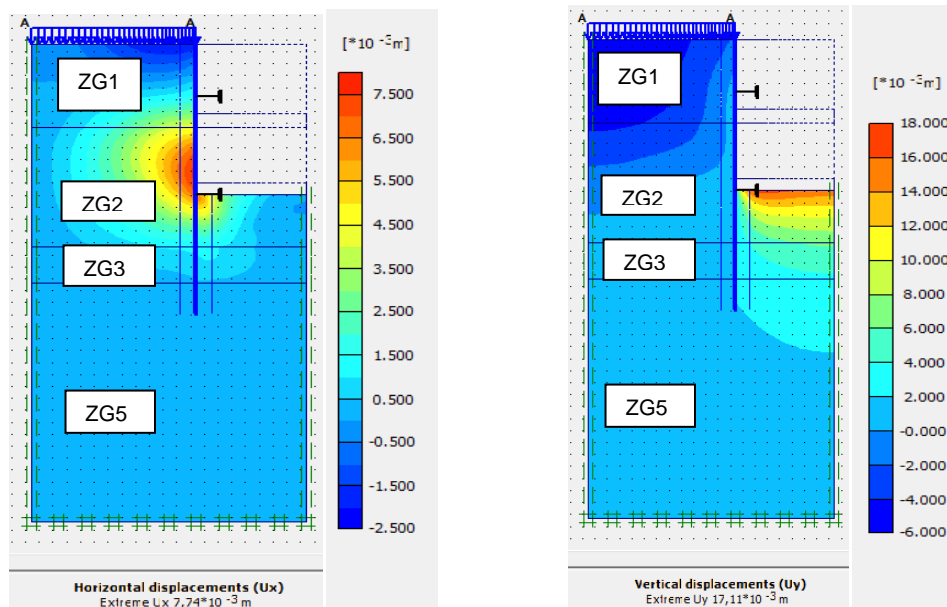


Figura 82: Deformações horizontais (à esq.) e deformações verticais (à dir.) da Parede tipo Munique na fase final (sapata instalada) (2)

Por último, analisaram-se os esforços instalados nos elementos estruturais, escora (- 133,9 kN/m) e sapata (- 29,09 kN/m). A razão para a discrepância dos valores aferidos em cada um dos elementos, encontra-se explicada em 4.4.2. Neste caso, a diferença dos valores para cada um dos elementos foi superior à aferida anteriormente pois, ao ter-se aumentado a deformabilidade da camada ZG2, a escora teve de compensar, ainda mais, as características do solo onde estava inserida, ZG1.

A realização da retroanálise à solução modelada foi imprescindível para uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas de contenção e dos terrenos contíguos a estas, enaltecendo a importância de uma correta aferição das características geológico-geotécnicas dos terrenos. Por outro lado, tornou-se claro que, caso fosse efetuada uma nova modelação, com a alteração de outros parâmetros como, por exemplo, o da coesão, seria possível estabelecer uma solução de modelação correspondente à situação real de obra.

5. Considerações Finais

5.1. Aspetos Fundamentais

A Dissertação teve por objeto o estudo de soluções de escavação e de contenção periférica na execução de um túnel de acesso a um parque de estacionamento subterrâneo em meio urbano, no centro da cidade de Lisboa, caracterizado pela inexistência de espaços amplos onde possam ser desenvolvidas obras de grande envergadura, suscetíveis de satisfazerem as necessidades de habitação, de comércio e de serviços de uma população em constante crescimento.

Nesse sentido, começou por se proceder a enunciação de alguns aspetos teóricos fundamentais em matéria de estruturas de contenção, distinguindo o tipo de estruturas, em rígidas e flexíveis, e o respetivo modo de funcionamento. Atendendo às características da obra, foi dada especial atenção às soluções de contenção flexíveis Cortina de Estacas Moldadas e Paredes tipo Munique, por terem sido as soluções que mais condicionaram o desenvolvimento do túnel de acesso ao parque de estacionamento do edifício FPM41, e por se terem revelado as que apresentaram os processos construtivos mais complexos. Muito embora também tenha sido necessário recorrer à solução rígida Muro de Suporte, como esta foi executada antes do início do acompanhamento da obra, não foi possível documentar as diversas etapas do respetivo processo construtivo, razão pela qual se optou por se lhe fazer, apenas, uma breve referência.

O acompanhamento contínuo da obra revelou-se indispensável para a aprendizagem e para a subsequente exposição das etapas associadas aos processos construtivos acima referidos, não só devido às dimensões da obra propriamente dita, mas também em razão da necessidade de articulação, num espaço de terreno reduzido, de três soluções de contenção muito distintas entre si. Naturalmente, a presença reiterada na obra contribuiu, de forma decisiva, para a aquisição de conhecimentos em diversas matérias de Engenharia Civil que completam, de um ponto de vista prático, a aprendizagem teórica que foi adquirida ao longo de seis anos de percurso académico no Instituto Superior Técnico.

Atendendo à localização da obra, no centro da cidade de Lisboa, foi indispensável um levantamento exaustivo das estruturas e infraestruturas vizinhas condicionantes ao desenvolvimento do túnel, uma vez que era necessário garantir que o seu estado de preservação e de boa funcionalidade se mantiveriam inalterados aquando da conclusão da obra. Nesse sentido, foi dada especial atenção ao Plano de Instrumentação e Observação, como forma de garantir que, ao longo do desenvolvimento da obra, as deformações nas edificações vizinhas não atingiriam nenhum dos critérios de segurança, de alerta e de alarme, que foram devidamente estipulados em projeto. Da análise dos relatórios síntese de monitorização, foi notório que as deformações mais elevadas coincidiram com as fases de escavação, tanto na zona de implementação da Cortina de Estacas como na da implementação das Paredes tipo Munique, embora nesta, as referidas deformações tenham sido mais pronunciadas.

O acompanhamento, *in situ*, das diversas etapas das soluções que foram projetadas, revelou-se absolutamente fundamental para a percepção das dificuldades inerentes à respectiva execução. Com efeito, embora tenham sido devidamente cumpridos os critérios de segurança estipulados para as várias fases, houve a necessidade de executar revisões ao projeto. De entre essas revisões, devem ser destacadas, em razão da respectiva importância, as seguintes: o abandono da solução de Cortina de Estacas Moldadas, na zona onde foi executado o Muro de Suporte, devido ao posicionamento da grua e à consequente falta de terreno para colocação das estacas; a alteração da localização dos bueiros e geodrenos, na solução de Cortina de Estacas Moldadas, para garantir o correto funcionamento do sistema de drenagem face à proximidade das infraestruturas a tardo da cortina; e o rebaixamento da laje de cobertura em dois pontos distintos, na zona onde foi implementada a solução Paredes tipo Munique, por forma a garantir a ventilação do parque de estacionamento da *Empark*, bem como para assegurar o acesso, em caso de emergência, ao tubo de esgoto da Casa Museu. As alterações ao projeto devem ser evitadas. Não obstante, por vezes, o comportamento do solo nem sempre é totalmente previsível e as alterações ao projeto são absolutamente necessárias para garantir a segurança e o correto funcionamento da obra, conforme houve oportunidade de verificar.

Atendendo à emergente preocupação com o estudo aprofundado do solo e das suas consequências para o comportamento das estruturas, recorreu-se ao programa de modelação numérica *Plaxis 2D*, para avaliar o comportamento estrutural da solução que apresentou deslocamentos mais pronunciados. Nesse sentido, foi efetuada a modelação da solução Paredes tipo Munique. Os resultados traduziram-se por deformações muito superiores (o dobro) das efetivamente aferidas em obra. Nesta simulação, houve algumas limitações impostas pelo próprio programa, uma vez que este não considera corretamente a totalidade do faseamento construtivo da solução adotada, não permitindo simular o efeito tridimensional da alternância da execução dos painéis primários e secundários e, conseqüentemente, o efeito de arco que impede a instabilização do solo. Este efeito, por não ter sido devidamente simulado, acabou por traduzir-se num aumento significativo das deformações. Por outro lado, a escolha conservativa dos parâmetros para a caracterização do solo, veio a revelar-se como uma das principais razões que conduziram à discrepância dos valores apresentados pela modelação. Atendendo à discrepância de valores verificados, houve a necessidade de efetuar uma retroanálise à solução modelada com o objetivo de a aproximar das condições reais da obra.

A elaboração da presente Dissertação procurou contribuir para uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas de contenção em meio urbano; da importância do Plano de Instrumentação e Observação para uma correta monitorização das estruturas condicionantes ao desenvolvimento da obra; e da necessidade de um conhecimento aprofundado das características do solo, de modo a garantir a viabilidade das soluções projetadas e a correta execução de modelos em programas de modelação como o *Plaxis 2D*. Com a conclusão da Dissertação, considera-se que os principais objetivos inicialmente propostos foram atingidos.

5.2. Desenvolvimentos Futuros

No desenvolvimento da Dissertação foi dada uma enorme relevância ao Plano de Instrumentação e Observação por ser indispensável para a salvaguarda do património edificado na zona envolvente da obra. Atendendo à necessidade de preservação das estruturas e infraestruturas vizinhas, sugere-se como desenvolvimento futuro a investigação de obras de natureza semelhante à que foi apresentada no caso de estudo, mas com um Plano de Instrumentação e Observação mais amplo, que incluía a monitorização das estruturas de contenção executadas através da instalação de alvos topográficos e inclinómetros. Desta forma, seria possível elaborar uma comparação direta entre os valores obtidos do Plano de Instrumentação e Observação e os calculados através do *Plaxis*, nas diversas fases construtivas.

Excluindo as limitações apresentadas na modelação da solução Paredes tipo Munique, seria interessante avaliar o comportamento da contenção nas diversas fases construtivas simuladas e, posteriormente, compará-lo com os valores obtidos no Plano de Instrumentação e Observação. Esta comparação permitiria um conhecimento mais aprofundado acerca da evolução das deformações ao longo do processo construtivo, bem como da influência da escavação nos deslocamentos sofridos pela estrutura de contenção instalada.

Ainda no âmbito da solução modelada, sugere-se a execução de uma outra retroanálise com a alteração dos restantes parâmetros, para que esta esteja o mais próxima possível da situação real de obra. Na introdução das características geotécnicas das camadas do solo no *Plaxis*, de entre os intervalos de valores para cada parâmetro, o único que foi objeto de alteração na retroanálise foi a deformabilidade. Assim, a alteração de parâmetros geotécnicos, como a coesão e o ângulo de atrito interno, iria ter como consequência, previsivelmente, deformações inferiores às aferidas quer na modelação inicial, quer na modelação efetuada na retroanálise e, por isso mesmo, mais próximas da situação de obra.

Atendendo à solução de contenção modelada, Paredes tipo Munique, seria um avanço significativo que no futuro se equacionasse a sua modelação em 3D uma vez que, conforme já foi mencionado, esta solução tira proveito do efeito de arco, um fenómeno a três dimensões que é determinante na execução e no comportamento estrutural deste tipo de contenção. Na modelação 3D, sugere-se a consideração das diversas cargas pontuais que afetam o desenvolvimento das Paredes tipo Munique, em razão da sua proximidade à solução, nomeadamente a grua.

Por último, atendendo ao tema da Dissertação, também seria interessante que na caracterização das camadas de solo não fosse apenas utilizado o modelo *Hardening soil*, por forma a adquirir-se um maior conhecimento sobre o comportamento da estrutura de contenção e do solo contíguo.

Referências bibliográficas

[1]: Cunha, C., Execução de Pisos Enterrados em Edifícios Existentes, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Março de 2014.

[2]: Marques, L., Soluções de Escavação, Contenção Periférica e Recalçamento de Fachadas, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Junho de 2017.

[3]: Instituto Português da Qualidade, Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais (NP EN 1997-1:2010), Costa da Caparica, 2010.

[4]: Guerra, N. M. C., Análise de Estruturas Geotécnicas, Apontamentos da cadeira de Análise de Estruturas Geotécnicas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Setembro de 2008.

[5]: Oliveira, I. N., Soluções de Escavações e Contenção Periférica em Meio Urbano, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Janeiro de 2012.

[6]: Brito, J. de, Paredes Tipo Munique, Texto de apoio à cadeira de Construção de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Março de 2001.

[7]: Lopes, S., Cortinas de Estacas Moldadas, Slides de apoio à cadeira de Tecnologia de Construção em Edifícios, Instituto Superior Técnico, Lisboa, s.d.

[8]: Santos, M., Utilização de Estacas em Obras Geotécnicas, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Maio de 2015.

[9]: Pinto, A., Gondar, J., Memória Descritiva do Projecto do Túnel de acesso ao Edifício FPM41, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Março de 2018.

[10]: Pinto, A., Contenção Periférica do Túnel de Acesso ao Parque de Estacionamento- Alçado e cortes, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Março de 2018.

[11]: Município de Lisboa, Regulamento de construção de parques de estacionamento do município de Lisboa (Deliberação nº 41/AM/2004, publicada no 1º suplemento do Boletim Municipal n.º 535, de 20 de Maio, disponível em <http://www.cm-lisboa.pt/servicos/pedidos/urbanismo-e-obras/obras-de-urbanizacao-e-operacoes-de-loteamento/urbanizacao-comunicacao-previa/legislacao>, consultado em maio de 2018.

- [12]: Geocontrole, Geotecnia e Estruturas de Fundação, S.A., Estudo Geológico-Geotécnico – Edifício Torre da Cidade, Lisboa, Julho de 2014.
- [13]: CEN, ISO 22476-3:2005, Geotechnical investigation and testing- Field testing- Part 3: Standard penetration test, 2005, disponível em <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779578092228/9.1%20cor%20ESCORAM.pdf>, consultado em junho de 2018.
- [14]: Batista, C., Rede de Esgoto - Desvio de Colectores, TIS, Lisboa, Julho 2016.
- [15]: Lourenço, M., Almeida, J., Projeto de Estruturas, JSJ Estruturas Lda, junho de 2017.
- [16]: Pinto, A., Revisão do Projeto de drenagem; JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Março de 2018.
- [17]: Brito, J. de, Muros de Suporte de Betão Armado, Texto de apoio à cadeira de Construção de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro de 2002.
- [18]: MOTAENGIL, Síntese do Relatório de Monitorização, Lisboa, Julho de 2018.
- [19]: Gomes, A., Pinto, A., Efeitos diferidos do betão. Agregados reciclados para betão, Apontamentos das aulas teóricas da cadeira de Materiais 2 do Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2016.
- [20]: Pinto, A., Pisco, G., Cálculos Justificativos: Projecto do Túnel de acesso ao Edifício FPM41, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Dezembro de 2016.
- [21]: Câmara, J. M. M. N. *et al*, Muros e Estruturas de Contenção. Folhas de apoio à disciplina de Edifícios em Betão Armado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [22]: Guerra, N., Obras Geotécnicas. Cortinas multi-apoiadas, Slides de apoio à cadeira de Obras Geotécnicas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, s.d.
- [23]: Santos, J., Cortinas de Contenção, Problemas Práticos da cadeira de Obras geotécnicas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Abril de 2008.
- [24]: Vieira, C., Vieira, G., Cruz, J., Avaliação dos Deslocamentos e Risco de Danos em Edifícios associados à Construção de Túneis a “Céu Aberto”, Lisboa, s.d.

[25]: Brito, J. de, Cap. XVIII Escoramentos para Cimbres ao Solo, s.d., disponível em <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779578092228/9.1%20cor%20ESCORAM.pdf>, consultado em abril de 2018;

[26]: Vinagre, J., Desenvolvimento do Plano de Segurança e saúde, Casais e Montaengil, maio de 2018.

ANEXOS

Anexo I – Modo de funcionamento das Estruturas de Contenção Rígida

As estruturas de contenção rígidas possibilitam a criação de plataformas de trabalhos a cotas distintas, sendo sujeitas, assim, a um impulso proveniente dos terrenos que suportam. Estes impulsos, principalmente quando aplicados em estruturas rígidas, traduzem-se por movimentos do Muro de Suporte. A relação entre os impulsos e os movimentos pode ser classificada como um estado de repouso, ativo ou passivo. Nesta classificação, realizada “com base [nas] teorias, desenvolvidas por Coloumb, é possível estimarem-se os impulsos transmitidos aos muros de contenção, assumindo a existência de um movimento de rotação em torno da base do muro ou de translação da estrutura de suporte” [2].

Em resumo, o estado de repouso corresponde a situações onde os movimentos são inferiores a $5 \cdot 10^{-4}H$, onde H representa a profundidade de escavação. Por outro lado, quando esses movimentos são superiores a $0,001H$ e o terreno se move contra a contenção, denomina-se como um estado ativo; caso seja a contenção a exercer impulso sobre o terreno, o estado classifica-se como passivo. A título explicativo, é apresentada a figura A, adaptado de [21], referente aos referidos estados. Da análise da figura A é notória a diferença de pressões, sendo que no estado passivo estas são muito superiores às do estado ativo, como consequência da compressão exercida pela estrutura de contenção.

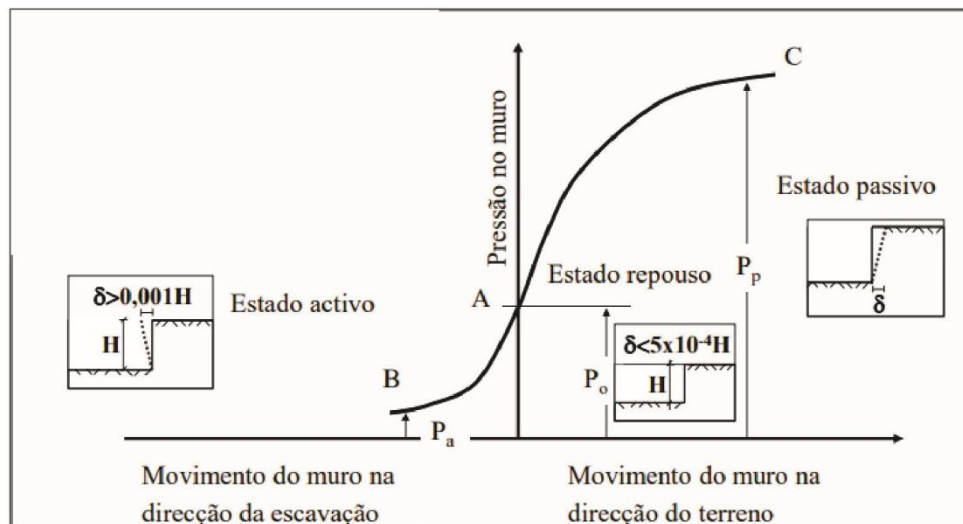


Figura A (adaptada de [21]): Relação entre os impulsos e os movimentos do muro

Anexo II – Modo de funcionamento, equilíbrio vertical, influência nas construções vizinhas e tipos de rotura das Estruturas de Contenção Flexível

Modo de Funcionamento

Contrariamente às estruturas de contenção rígidas, nas flexíveis não é possível adotar um modelo de cálculo, onde os movimentos de rotação na base equilibrem os impulsos do terreno. Nas estruturas de contenção flexíveis é impossível recorrer às teorias clássicas, já apresentadas no Anexo I, relativo às estruturas rígidas, dado que os travamentos horizontais que lhe estão associados obrigam a que as distribuições das pressões e impulsos sejam redefinidos ao longo do seu desenvolvimento.

Deste modo, foram introduzidos, por Terzaghi e Peck, diagramas de pressões aparentes nos solos, arenosos e argilosos, que permitem estimar os esforços instalados em cada nível de escoras da cortina, sendo que estes tomam diferentes valores, consoante o nível de escoras em causa (embora os diagramas de Terzaghi e Peck também possam ser utilizados para calcular os esforços instalados em ancoragens, apenas é referido o funcionamento de estruturas de contenção flexível com recurso a escoras como elemento de travamento, pois foi esta a solução aplicada no caso de estudo da Dissertação). Assim, os esforços calculados permitem o dimensionamento das escoras, de acordo com as pressões a equilibrar pela contenção.

Em consonância com o que foi referido, os diagramas foram pensados para serem aplicados em Cortinas de Estacas que funcionam bidimensionalmente. Assim, quando os aplicamos à solução de Paredes tipo Munique, devem ser tomadas as devidas precauções, uma vez que esta solução funciona tridimensionalmente. É de evidenciar, que na solução Paredes tipo Munique, contrariamente ao que se verifica na solução de Cortinas de Estacas, o faseamento associado à colocação de cada nível de escoras gera pressões derivadas da descompressão do terreno, que apenas são compensadas na realização do nível seguinte. Consequentemente, o risco do terreno de escavação entrar em rotura tem de ser controlado e, nesta solução, o efeito de arco é responsável pelo impedimento da deslocação do terreno para o interior do recinto de escavação [1]. No subcapítulo 2.3., reservado à apresentação teórica das soluções adotadas no caso de estudo, o efeito de arco é explicado com maior pormenorização.

De seguida, na figura B, retirada de [22], são apresentados os diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck, para solos argilosos e arenosos onde, H corresponde à altura da escavação, k_a ao coeficiente de impulso ativo, γ ao peso volúmico do solo e C_u à resistência ao corte em condições não drenadas.

É de salientar, que as pressões calculadas são influenciadas por inúmeras condições, entre as quais podemos enumerar: a interação na interface entre a estrutura de contenção e o terreno; o histórico de carregamentos e tensões aplicados nos estratos; e as características da deformabilidade associadas ao sistema constituído pela cortina e o pelo terreno suportado [1].

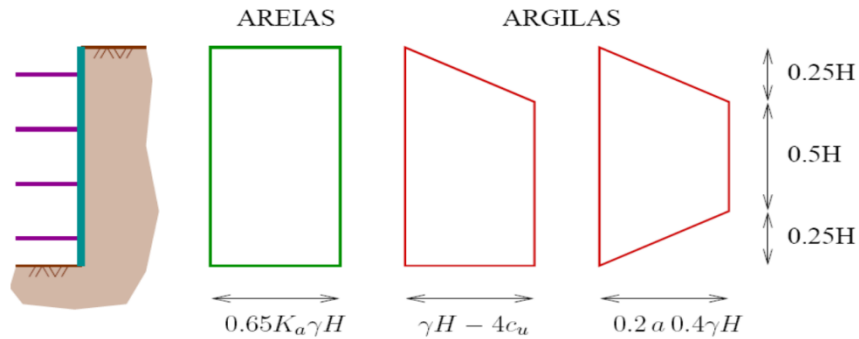


Figura B (retirada de [22]): Diagramas de Terzaghi e Peck

As tensões verticais e horizontais efetivas são calculadas segundo as seguintes fórmulas:

$$\sigma'_{vp} = 0,65 * K_p * \gamma * H \text{ para solos arenosos}$$

$$\sigma'_{vp} = 0,2 \text{ a } 0,4 * \gamma * H \text{ para solos argilosos}$$

$$\sigma'_{vp} = \gamma * H - 4C_u \text{ para solos argilosos}$$

$$\sigma'_{Hp} = \sigma'_{vp} * \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \text{ para ambos os solos}$$

Conforme se pode verificar pelas fórmulas apresentadas, as tensões dependem da profundidade de escavação, H, pelo que, quanto maior a profundidade, maior a tensão instalada no terreno. Como consequência, as tensões nos níveis superiores são baixas, enquanto em profundidade são muito elevadas.

A introdução de escoras traduz-se por uma diminuição de tensões no lado passivo, pois cada nível de escoras é responsável por uma porção de terreno, ou seja, cada nível de escoras tem uma área de influência. Como as escoras são colocadas com um espaçamento muito semelhante entre si, a área de influência para cada nível acaba por não variar muito, resultando em valores de tensões mais homogêneos. Assim sendo, a altura da escavação, H, deixa de ter tanta influência no valor das tensões, embora a tensão resultante final apresente um valor superior. Para que seja perceptível a área de influência, por nível de escoramento, e a sua influência para o valor das tensões a suportar, é apresentada a figura C, adaptada de [23].

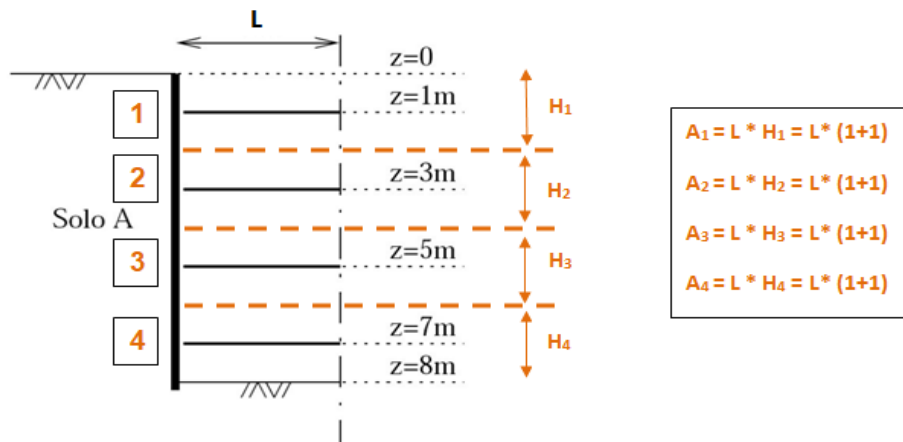


Figura C (adaptada de [23]): Área de influência para cada nível de escoras

Equilíbrio Vertical

Como foi referido, o equilíbrio deste tipo de contenções periféricas é condicionado e garantido por elementos horizontais. Assim, é necessário salvaguardar que, no dimensionamento deste tipo de estruturas, os esforços verticais introduzidos pelos elementos horizontais são equilibrados.

De modo a colocar em evidência a importância deste equilíbrio, e tendo por base a solução menos apelativa, mas necessária e adotada na obra objeto de estudo, é apresentada, de seguida, uma figura explicativa (figura D, adaptada de [2]), referente às Paredes tipo Munique. No desenvolvido desta solução, o equilíbrio das forças verticais é assegurado por microestacas ou perfis metálicos, até que seja feita a ligação entre a parede e as fundações definitivas.

No caso de estudo, os elementos de travamento adotados na solução Paredes tipo Munique foram os escoramentos. A escolha dos escoramentos, como elemento de travamento de contenção, traduz-se, vantajosamente, por uma menor exigência de capacidade de resistência dos perfis verticais, quando comparados com soluções em que se tenha optado pelo recurso a ancoragens (este facto pode ser melhor compreendido pela análise da figura D, adaptada de [2], em que a componente vertical da força F da ancoragem, acresce às forças instaladas no sistema, o que não se verifica na utilização de escoramentos, por estes serem horizontais). É de referir, por último, que as cargas verticais a que as fundações são sujeitas, atingem o seu valor mais elevado na fase final da escavação, aquando da construção do último nível de painéis [2].

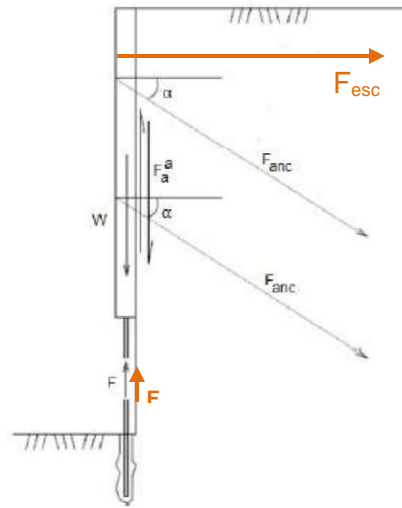


Figura D (adaptada de [2]): Transmissão de cargas verticais em Paredes tipo Munique com recurso a escoramentos ou ancoragens

Construções Vizinhas

Na execução de estruturas de contenção flexível, é necessário ter em consideração as construções vizinhas existentes e, para que estas não sofram consequências nefastas para a sua integridade estrutural e funcional, é indispensável que no desenvolvimento dos trabalhos de escavação, bem como na execução da contenção propriamente dita, as ações subjacentes sejam minuciosamente monitorizadas. As principais consequências que podem colocar em causa a plenitude dessas mesmas construções são, designadamente as seguintes: vibrações excessivas; alteração do regime hidrogeológico; falhas estruturais; e deslocamentos excessivos. Assim, muitas vezes, antes de se dar início aos trabalhos de escavação que possibilitam a introdução das estruturas de contenção, é necessário reforçar os terrenos/estruturas contíguos situados entre a antiga e a nova construção.

A obra objeto de estudo foi altamente condicionada pelas construções vizinhas, de alto valor patrimonial, cultural e social, pelo que o Capítulo 3, reservado à apresentação do caso de estudo, incidiu pormenorizadamente sobre as metodologias que foram adotadas por forma a preservar, sem qualquer dano, a integridade dessas mesmas construções.

Tipos de Rotura

De acordo com [3], para o dimensionamento de estruturas de contenção flexíveis, em condições de segurança adequadas ao projeto e à sua utilização posterior, é necessário ter em conta coeficientes de segurança. Nestas estruturas, são vários os tipos de rotura possíveis. Contudo, a sua explicação não enriquece o conteúdo da Dissertação, pelo que, apenas se refere, de forma sucinta, o tipo de rotura que poderia ter-se verificado no caso de estudo: a rotura por deformação excessiva (vertical e/ou horizontal) das paredes do túnel.

Todavia, a deformação excessiva somente leva à rotura em situações extremas. Na maior parte dos casos, apenas provoca alguns danos nas estruturas, mas a sua consideração é, naturalmente, indispensável em obras desta natureza.

Nos últimos anos, houve um enorme desenvolvimento na área da geotecnia, o que conduziu à criação de programas de cálculo, como o *Plaxis*, que, através modelos de elementos finitos avaliam a estabilidade das estruturas geotécnicas e as respetivas deformações, ao longo das diversas etapas construtivas [24]. Assim, no Capítulo 4 da Dissertação, é apresentada a modelação de uma das soluções de contenção aplicadas no túnel, com recurso a esse mesmo programa. Atendendo à disparidade entre os valores modelados e os aferidos em obra procedeu-se, também, à execução de uma retroanálise a essa mesma solução, igualmente com recurso ao *Plaxis 2D*, conforme exposto em 4.6.

O Plano de Instrumentação e Observação, apresentado no subcapítulo 3.4., também é indispensável para a avaliação dos deslocamentos nas estruturas envolventes, pois possibilita averiguar o comportamento das estruturas monitorizadas no decorrer da obra, permitindo criar soluções de reforço, caso os valores medidos ultrapassem os definidos em projeto.

Anexo III - Aspectos condicionantes na escolha do tipo de contenção (adaptado de [5])

Solução	Vantagens	Desvantagens
<p>Paredes tipo Munique ou Berlim definitivo</p>	<p>-Economia nos processos construtivos; -Não exige grande área de estaleiro, nem pessoal e tecnologia especializados; -Proporcionam acabamento aceitável, por serem cofrados interiormente; e -Permitem um bom aproveitamento da área útil do edifício, uma vez que as paredes são de espessura relativamente reduzida e são executadas no limite do lote (betonadas contra o terreno).</p>	<p>-Processo muito moroso e fracos rendimentos diários em área; -Mau desempenho para nível freático elevado, não garantindo a estanqueidade a longo prazo; -Exigem terrenos com alguma compacidade e/ou coesão; e -Provocam alguma descompressão do solo, originando assentamentos das fundações das construções vizinhas e deslocamentos da própria parede de contenção, o que pode provocar danos.</p>
<p>Paredes de Berlim</p>	<p>-Economia, sobretudo para contenções provisórias; -Facilidade em manobrar e construir, com bons rendimentos diários em área; e -Não exige grande área de estaleiro, nem pessoal e tecnologia especializados.</p>	<p>-Mau desempenho para nível freático elevado, devido à percolação dos finos e erosão interna do solo; a água passa livremente entre os elementos; -Exigem terrenos com alguma compacidade e/ou coesão; e -Estão relativamente limitados em termos de profundidade.</p>
<p>Cortinas de Estacas Moldadas</p>	<p>-Atingem-se profundidades elevadas; -Pode-se dispensar o uso de fluidos estabilizadores, caso o terreno possua consistência suficiente; -O processo de execução não provoca vibrações excessivas, exceto quando é feito com recurso ao trépano; e -Grande variedade de diâmetros disponíveis</p>	<p>-Dificuldade na garantia de verticalidade; e -A entrada de água e/ou percolação pode causar anomalias no betão antes da presa.</p>
<p>Cortina de Estacas-prancha</p>	<p>-Facilidade de execução abaixo do nível freático, dentro de água em presença de solos moles; -Oferecem ao terreno superfícies contínuas; -Garantia de estanqueidade na passagem de água para o exterior; e -É possível recuperar e reutilizar as estacas.</p>	<p>-A cravação pode originar ruído e vibrações, assim como a danificação dos elementos; e -Dificuldade na garantia de verticalidade e na correção da mesma.</p>

<p>Paredes moldadas</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Pode ser utilizado em qualquer circunstância em termos de condições hidro-geológicas (mesmo com nível freático elevado, percolação de água e/ou terrenos incoerentes ou moles); -Atingem-se profundidades elevadas; -Garantia de estanqueidade na passagem de água para o exterior; e - Maleabilidade na programação, por ter a configuração de painéis. 	<ul style="list-style-type: none"> -Execução difícil em terrenos rijos, com grandes perdas de rendimentos; -Exige equipamentos e mão-de-obra especializados; -Exige grande espaço de estaleiro; e -Solução relativamente onerosa (devido a, por exemplo, fabrico, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas, ou transporte para local de vazadouro apropriado).
<p>Cortinas de colunas de Jet-Grout</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Solução económica e com altos rendimentos, comparativamente com as soluções tradicionais alternativas (Paredes Moldadas, Cortina de Estacas); -Não provoca vibrações; -Garantia de estanqueidade; -Pode ser utilizado em terrenos incoerentes e com nível freático elevado; -Permite a realização da contenção antes da escavação (segurança); - Versatilidade de soluções; e -Representa um tratamento do solo, o que traz vantagens a nível ambiental e económico, não sendo necessário o transporte de material para o exterior. 	<ul style="list-style-type: none"> -Necessidade de uma rigorosa interpretação dos cenários geológico - geotécnico e estrutural; -Importância da calibração prévia de parâmetros de execução, quando justificável através do recurso a ensaios de carga à escala real, assim como do controlo da execução; e -Exige algum espaço de estaleiro para instalação de um silo.
<p>Cortinas de painéis de CSM</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Solução com vantagens económicas e ambientais (incorporação do solo na solução, com minimização de refluxo); -Altos rendimentos; -Garantia de estanqueidade; -Não provoca vibrações; -Pode ser executado em todos os tipos de solo, incluindo os incoerentes e com nível freático elevado; -Permite a realização da contenção antes da escavação (segurança); -Versatilidade de soluções; e -Bom controlo de verticalidade e qualidade. 	<ul style="list-style-type: none"> -Importância de estudos de formulação laboratorial para a determinação do melhor ou melhores ligantes a adotar na mistura com o solo, assim como das respetivas quantidades.

Anexo IV - Elementos de travamento de estruturas de contenção

Considerações Gerais

Em conformidade com o mencionado no Capítulo 2, recorreu-se, maioritariamente, a soluções de contenção periférica do tipo flexível, pelo que é indispensável o recurso a travamentos horizontais, como elementos responsáveis pelo controlo dos deslocamentos horizontais. Esse controle deriva da pressão exercida pelos travamentos na cortina contra o terreno, tornando-a mais resistente aos impulsos transmitidos pelo mesmo.

Como elementos de travamento horizontal destacam-se as ancoragens pré-esforçadas, os escoramentos (pré-esforçados ou não) e as bandas de laje. As ancoragens pré-esforçadas são implementadas no interior do próprio terreno, enquanto os escoramentos (pré-esforçados ou não) e as bandas de laje são concretizadas no perímetro reservado à escavação da obra [2]. É de sublinhar, que para a realização da obra objeto de estudo, apenas se recorreu a escoramentos, pelo que não enriqueceria o trabalho apresentar as características relativas aos restantes elementos de travamento.

Para que a escolha da estrutura de suporte à escavação seja a mais adequada ao projeto a executar, é necessário ter em atenção aspetos tais como: o equipamento à disposição face às características do solo e à profundidade de escavação; a durabilidade e carácter (provisório ou definitivo) dos travamentos; os esforços atuantes; e, finalmente, as condições das zonas adjacentes aos trabalhos de escavação [1].

Escoramentos

Conforme já foi referido, as construções vizinhas são, cada vez mais, uma limitação à construção nova, pelo que, é necessário recorrer a métodos de suporte de escavações que sejam o menos invasivos possível. A materialização dos escoramentos é executada no perímetro reservado à própria escavação, pelo que a sua utilização é facilmente justificável e vantajosa.

Os escoramentos podem ser aplicados segundo duas orientações distintas, vertical e horizontal. Na vertical denominam-se por escoramentos, na horizontal são denominados por entivação, conforme apresentado nas figuras E e F, obtida no local da obra a 28 de maio de 2018 e retirada de [25], respetivamente. Podem, ainda, distinguir-se como vantagens da utilização de escoramentos, o reduzido tempo de execução e os baixos custos, associados quer aos materiais utilizados, quer à mão-de-obra necessária, por comparação a qualquer outro método. É de referir, também como benefício, a possibilidade

da sua integração na estrutura definitiva. Contudo, o método apresenta limitações que podem impedir a sua aplicação em obra.

A principal limitação inerente à execução de escoramentos é o afastamento entre os terrenos a suportar pois, quando este é elevado, a estrutura que garante a segurança à encurvadura e à flexão tem de apresentar grande dimensão, aumentando largamente o seu custo, em consequência da necessidade do travamento das escoras. Associada a esta desvantagem, acresce a diminuição do espaço disponível para o desenvolvimento dos trabalhos. Nestas situações, a aplicação de escoramentos é restrita aos cantos da área a escavar [2].

Os escoramentos utilizados nos dias de hoje são metálicos ou em betão armado, tendo sido abandonadas as soluções que envolviam escoramentos em madeira, pela sua menor rigidez e eficácia.

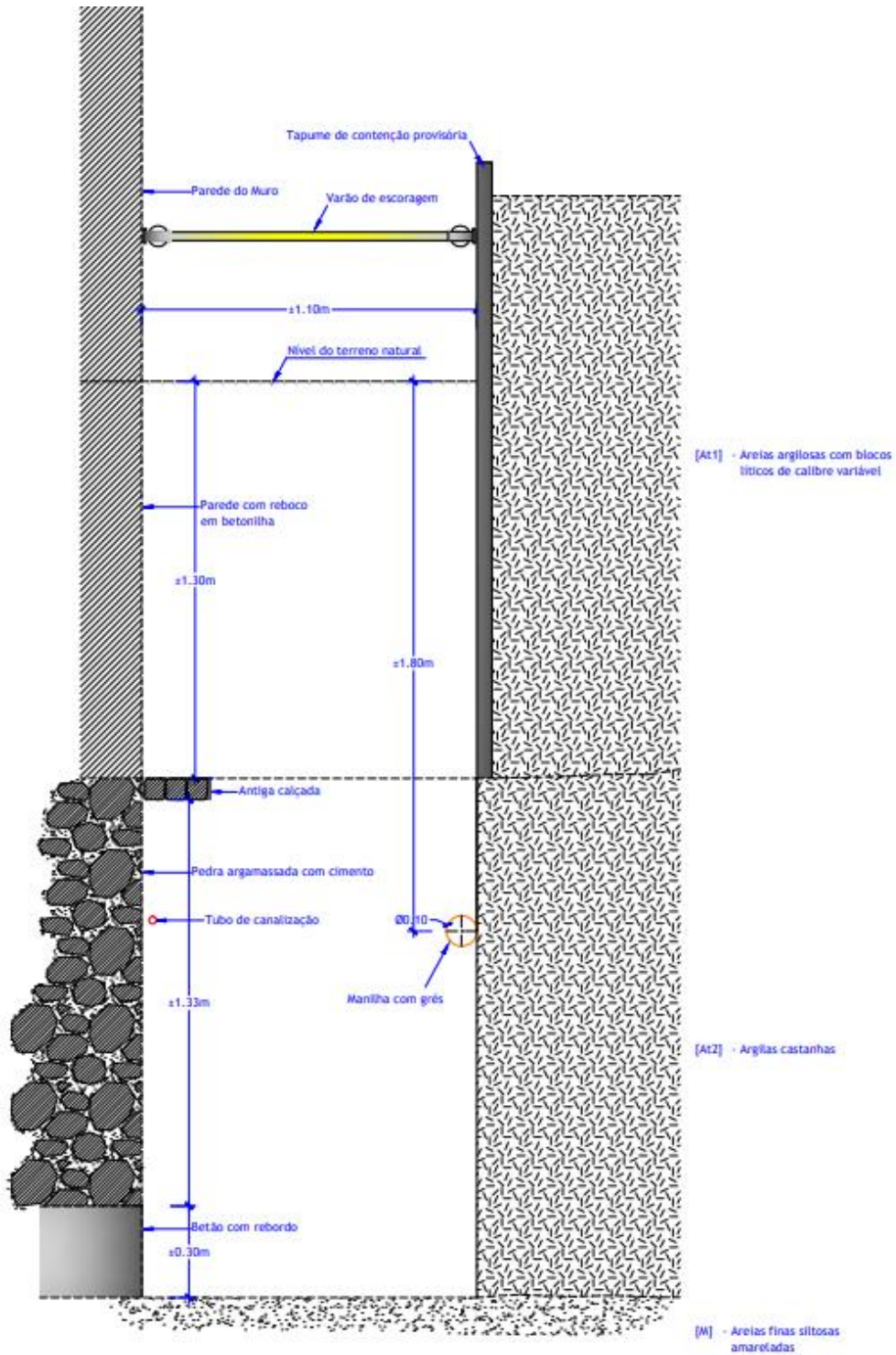
Introduz-se pré-esforço nos escoramentos com o objetivo de diminuir as deformações apresentadas quer pela parede de contenção, quer pelos solos que a envolvem. Os escoramentos com recurso a pré-esforço, conforme esperado, fornecem não só uma maior rigidez ao sistema de suporte, como permitem um maior controlo das deformações pois, ao empurrarem o terreno contra a parede, acabam por funcionar como ancoragens. É ainda de referir, que a aplicação de escoramentos pré-esforçados deve ser realizada nas horas de menor calor ou à noite, devido à sua suscetibilidade às variações de temperatura, na medida em que um abaixamento da temperatura se traduz numa menor capacidade de resistência [1].

No caso de estudo, optou-se por recorrer a escoramentos pré-esforçados.



Figura E: Escoramentos (à esq) e Entivação (à dir.)

Anexo V - Poço de inspeção de fundação (retirado de [12])



Anexo VI - Materiais e equipamentos

Materiais

Os materiais utilizados na obra foram selecionados de acordo com as condições estabelecidas na memória descritiva, atendendo às soluções a implementar, e com os pressupostos definidos no Projeto de Estabilidade, assegurando as condições de segurança necessárias. Assim, os materiais aplicados foram:

“Betão:

- Regularização e enchimento (150 kg cimento / m³):EN206-1; C12 / 15
- Parede de Contenção:EN206-1;C30/37;XC2 (P);Dmax25;S4;CI0.4
- Viga de coroamento:EN206-1;C30/37;XC2 (P);Dmax25;S3;CI0.4
- Estacas em betão armado:EN206-1;C30/37;XC2 (P);Dmax20;S3;CI0.4

Aço em elementos de betão armado:

- Armaduras ordinárias, em geral:.....A 500NR SD
- Armaduras ordinárias, em situações particulares:.....A 235NL

Microestacas:

- Tubos metálicos de microestacas:.....N-80 (fyd>560MPa)

Aço em elementos de construção metálica:

- Perfis e chapas:.....S 275 JR

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

Calda de cimento:

A calda de cimento que constitui as colunas de calda de cimento e o bolbo de selagem das microestacas deverá ser injetada através de técnica adequada: IRS (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e deverá apresentar as seguintes características:

- Injeção de selagem: A/C = 1/2,5
- Injeção a alta pressão (> 5,0MPa): A/C = 1/2,3
- Resistência à compressão simples (7 dias):..... 27 MPa
- Cimento: CEM I 42,5 R” [9].

Equipamentos

Atendendo à dimensão da obra, foi necessidade recorrer a diversos equipamentos para a execução não só das estruturas de contenção e trabalhos de escavação, mas também de todas as infraestruturas que compõe o túnel. Do acompanhamento realizado, referido em 3.3., e da consulta de [26] destacam-se os seguintes equipamentos de trabalho:

- Grua Torre;
- Autobomba de betão;
- Conjunto para betonagem;
- Autobetoneira;
- Equipamento de cofragem;
- Máquina de cortar e dobrar ferro;
- Escoramentos;
- Retroescavadora e Escavadora; e
- Máquina de estacas e vara telescópica *Kelly*.

A aplicação de três estruturas de contenção distintas obrigou a uma minuciosa coordenação entre as várias entidades presentes na obra, nomeadamente no manuseamento dos referidos equipamentos, como forma de evitar a ocorrência de acidentes. Contudo, os riscos de acidentes em obras desta natureza são bastante elevados em consequência da necessidade de serem executadas várias atividades em simultâneo, todas elas com equipamentos distintos e, por vezes, perigosos. Assim, foi indispensável efetuar uma avaliação de riscos. O “risco é, por definição, o produto da probabilidade de uma ocorrência pela severidade (consequência provocadas pela ocorrência)” [26].

De entre as diversas atividades realizadas para a execução do túnel podem destacar-se, como as de maior risco, as associadas à Cofragem (montagem e escoramentos de painéis e vigas), conforme exposto na figura G, retirada de [26]. Ainda nesta figura, são apresentadas medidas de controlo como forma de diminuir o fator de risco associado às atividades mencionadas.

Análise de Riscos			Avaliação Riscos			Medidas de Controlo			Reavaliação Após Medidas de Controlo		
Perigo	Risco	Localização do Dano	Probab	Gravid	Estimativa	Probab	Gravid	Estimativa	Probab	Gravid	Estimativa
Colapso de estrutura	Esmagamento	Múltiplos	4	6	24	6	2	12	2	6	12
	Queda de Objectos		6	2	12						
Contacto com perfis e arestas vivas; Ausência EPC's e EPI's.	Cortes	Múltiplos	8	2	16	4	1	4	4	1	4
	Perfurações	Múltiplos	4	8	32						
Perigo às frentes de trabalho	Queda ao nível	Múltiplos	6	4	24	4	2	8	4	2	8
	Queda de Objectos	Múltiplos	6	2	12						
Dificuldade de acesso à frente de trabalho. Falta de arrumação e limpeza.	Queda em altura	Múltiplos	6	8	48	4	8	32	4	8	32

Montar os prumos com estabilidade e resistência à carga a suportar, conforme projecto de cofragem;
Assegurar que os prumos de escoramento estão em boas condições de utilização, correctamente tensionados e assentes em bases sólidas e indeformáveis;
Escorar devidamente os taipais, garantindo a sua estabilidade, e só depois proceder ao seu desengate;
Garantir que a cavilha original dos prumos metálicos não é substituída por pontas de ferro ou outro material improvisado.

Assegurar a utilização de luvas de protecção mecânica;
Proteger e/ou sinalizar ferros em espera;
Retirar ou bater os pregos existentes nas madeiras.

Garantir acessos seguros às frentes de trabalho recorrendo a rampas/escadas criadas no terreno escadas torre, escadas de madeira ou escadas móveis devidamente fixas e em número suficiente;

Assegurar a permanente arrumação e limpeza das frentes de trabalhos e vias de circulação, colocando todos os equipamentos, materiais e desperdícios resultantes da actividade nos locais definidos para o efeito;

Mantier os materiais e eventuais desperdícios afastados dos bordos das lajes, vigas ou platáformas,
Sempre que necessário delimitar frentes de trabalho onde possa ocorrer queda de objectos.

Figura G (retirado de [26]): Atividades de maior risco e medidas de controlo associadas

Anexo VII - Verificações de segurança

Em matéria de dimensionamento de estruturas é sempre necessário proceder a verificações de segurança, tanto em elementos estruturais como de fundação. Assim, de acordo com as ações, podem distinguir-se as seguintes combinações: estados limites últimos e estados limites de utilização.

Tendo por base os valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e materiais, foram efetuadas as seguintes verificações de segurança:

“Estacas:

- Estado limite último de resistência à flexão, ao corte e à capacidade de carga do terreno;
- Estado limite de utilização à deformação horizontal e vertical.

Vigas de coroamento:

- Estado limite último de resistência à flexão e ao corte.

Perfis metálicos horizontais/escoras:

- Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento.

Vigas horizontais/escoras:

- Estado limite último de resistência à flexão composta.

Parede de contenção em betão armado:

- Estado limite último de resistência à flexão e ao punçoamento;
- Estado limite de utilização à deformação horizontal e vertical” [9].

Anexo VIII - Alçado planificado BCD (sul) da cortina de estacas moldadas com indicação das suas características (retirado de [10])

**Anexo IX – Planta com a nova localização dos bueiros e geodrenos no alçado BCD
(adaptada de [16])**

