

PROJETO DO TÚNEL DE DESVIO DO RIO DE VILA – MONITORIZAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES ENVOLVENTES

CHRISTIAN JOSÉ QUENTAL TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Coorientador: Doutora Paula Alexandra Carminé Teixeira.

JULHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao José, Judithe, Victor e António.

Por sempre no meu coração.

“Innovation is what distinguishes a leader from a follower.”
Steve Jobs.

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação não teria sido possível sem ajuda de um conjunto de pessoas que contribuíram, de forma direta ou indireta, para o resultado final.

Ao Professor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca pela partilha de conhecimentos, disponibilidade e orientação de forma sempre atenta, que foram fundamentais na elaboração da presente dissertação.

À Doutora Paula Carminé Teixeira, que esteve sempre disponível para fornecer informações e esclarecer dúvidas, com constante preocupação e motivação durante a execução da dissertação, assim como ao Grupo ACA pela oportunidade oferecida, é um privilégio ter sido atribuído e escolhido neste projeto e espero num futuro próximo continuar a ganhar conhecimentos com vocês que ajudem no meu crescimento pessoal e profissional. Estarei para sempre agradecido.

Agradeço à FEUP e a todos os meus professores, por todos os conhecimentos que me foram brindados nos últimos 3 anos que serão base da minha vida profissional, assim como da universidade UCAB e os que foram meus professores na Venezuela. Agradeço também a todos os amigos que estiveram presentes na minha vida académica. Nunca serão esquecidos.

Finalmente, quero expressar o mais profundo agradecimento à minha família e amigos, que apesar da distância e da situação, sempre estão presentes e a apoiar-me nos projetos e no decorrer dos meus estudos. Primeiramente à minha namorada, Oriana, por sempre estar presente apoiando-me para superar as adversidades inerentes ao meu percurso académico, assim como a seus pais e irmãos. Particularmente quero agradecer a meus pais, Omaira e Carlos, por ajudarem-me neste processo apoiando os meus sonhos e incutirem os valores indispensáveis de educação e integridade, à minha irmã, Samantha, os meus avós, tios e primos, que sempre me deram ânimo nos momentos mais difíceis e por isso são fundamentais na minha vida. Agradeço cada dia a Deus, por ter a todos eles presentes na minha vida.

RESUMO

O Grupo ACA em colaboração com a empresa *Ferrovial, S.A.* integram o Agrupamento responsável pela empreitada da Linha Circular ou também chamada por Linha G (Rosa). O projeto, elaborado pelo consórcio de projetistas composto SENER/CJC/NSE ACE, é baseado no traçado em túnel, no qual se implantam de 4 estações, localizadas no centro da cidade do Porto, designadas como Liberdade/São Bento, Hospital Santo António, Galiza e Boavista/Casa de Música.

A implantação deste tipo de infraestruturas, localizadas em zonas urbanas com grande densidade populacional, é caracterizada pela sua complexidade, que obriga a empreitadas preliminares também complexas, imprescindíveis ao bom desempenho das obras de construção daquelas infraestruturas e bom funcionamento durante a sua utilização. A sua implementação com sucesso garantirá afetação e restabelecimento dos serviços básicos nas zonas envolvidas. É disso exemplo o projeto em análise. Trata-se do desvio do rio de Vila através de um túnel que desvia a água (abundante em certos períodos e recorrente durante todo o ano) que intersetaria a Estação Liberdade/S. Bento, cuja sua implantação se situa na Praça da Liberdade, o que se pretende evitar em boa medida.

Existe uma rede hidráulica constituída por um sistema de linhas de águas subterrâneas entubadas formadas por coletores e aquedutos, conhecidas por Rio de Vila. A futura estrutura da Estação Liberdade/São Bento, localizada na Praça da Liberdade, impede o curso para Sul em direcção ao Rio Douro, à Ribeira da dita rede hidráulica que interseta algumas das galerias do sistema. Deste modo, foi elaborado o Projeto de desvio do Rio de Vila por túnel, tendo necessariamente como entidade interveniente para estabelecimento dos condicionalismos da conceção e o dimensionamento a empresa *Águas do Porto*.

A obra insere-se num terreno predominantemente de natureza granítica, vulgarmente conhecido por “*Granito do Porto*”, caracterizado pela sua elevada complexidade e heterogeneidade em termos do seu estado de alteração, logo propriedade hidráulicas e geomecânicas, onde se torna difícil estabelecer um comportamento geotécnico padrão. Portanto, é fundamental executar os processos construtivos com um cuidado extremo, com o acompanhamento de um plano de observação pormenorizado adequado ao contexto da obra a construir, bem como às edificações vizinhas, muitas delas patrimoniais, de forma a permitir modelar o comportamento do maciço e adaptar soluções que minimizem as suas implicações nas estruturas e infraestruturas envolventes.

Esta dissertação tem como objetivo principal tecer considerações relativamente à monitorização das obras de contenção e subterrâneas, bem como da sua envolvente, no âmbito do projeto de afetação referido anteriormente. A avaliação das opções de instrumentação e sua implementação em termos do Projeto de Execução, enfoca-se na análise dos equipamentos previstos para avaliar as grandezas necessárias nas obras geotécnicas, mas também numa opção complementar de recursos uma recente tecnologia de monitorização denominada por Interferometria por Satélite (InSAR), cuja vantagens e limitações se discutem. Por fim faz-se uma breve análise dos condicionalismos destas obras em contexto semelhante.

PALAVRAS-CHAVE: obras subterrâneas, túneis, obras de contenção, monitorização, interferometria.

ABSTRACT

The ACA Group in collaboration with the company Ferrovial, SA are part of the group responsible for the construction of the Circular Line or also known as Line G (represent by the color Pink). The project, prepared by the consortium of designers composed SENER/CJC/NSE ACE, is based on a tunnel route, in which 4 stations are deployed, located in the center of the Municipality of Porto, designated as Liberdade/São Bento, Hospital Santo António, Galiza and Boavista/Casa de Música.

The implementation of this type of projects, located in urban areas with a high population density, is characterized by its complexity, which leads to previous works necessary for its proper execution and, consequently, to the allocation and restoration of basic services in the areas involved.

The project under analysis is the diversion of some river through a tunnel, which is necessary because it intersects the station Liberdade/S. Bento, whose implantation located in the “Liberdade” square.

There is a hydraulic network consisting of a system of piped underground water lines formed by collectors and aqueducts, known as Rio de Vila. The future structure of the station Liberdade/São Bento, located in the “Liberdade” square, prevents the course to the south of the said hydraulic network and intersects with some of the system's galleries. In this way, the Project for the diversion of the Rio de Vila by tunnel was prepared, having the company “Águas do Porto” as the intervening entity for its dimensioning.

The work is located in a terrain predominantly of granitic nature, commonly known as “Oporto Granite”, characterized by its high complexity and heterogeneity in terms of its state of alteration, where it is difficult to establish a standard geomechanical behavior. Therefore, it is essential to carry out the construction processes with the best possible performance, with the monitoring of a detailed observation plan appropriate to the context of the work to be built, as well as the neighboring buildings, in order to allow the interpretation of the behavior of the massif and its implications in the surrounding structures and infrastructures.

The main objective of this dissertation is to make considerations regarding the monitoring of containment and underground works, as well as their surroundings, within the scope of the aforementioned allocation project. The analysis is based on the Execution Project, in particular the analysis of the equipment used to assess the necessary quantities in the geotechnical works, as well as on the monitoring technology called Satellite Interferometry (InSAR) and finally on the analysis of the constraints of these works in similar context.

KEYWORDS: underground works, tunnels, containment works, monitoring, interferometry.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. OBJETIVOS	4
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	5
2. ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. CONTEXTO GEOLÓGICO E HIDROGEOLÓGICO	10
2.3. CONTEXTO GEOTÉCNICO	11
2.3.1. SONDAGENS E ENSAIOS GEOTÉCNICOS	11
2.4. SÍNTESE CONCLUSIVA	14
3. PROJETO DE EXECUÇÃO.....	16
3.1. ENQUADRAMENTO	16
3.2. POÇO DE ATAQUE.....	18
3.2.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL	20
3.2.1.1. Especificações técnicas	20
3.2.1.2. Sequência construtiva.....	22
3.2.2. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS E ASSENTAMENTOS	23
3.3. CAIXAS DE ENTRADA E DE SAÍDA	24
3.3.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL	26
3.3.1.1. Especificações técnicas	26
3.3.1.2. Sequência construtiva.....	26
3.3.2. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS E ASSENTAMENTOS	27
3.4. TÚNEL EM ESCADA	28
3.4.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL	29

3.4.1.1. Especificações técnicas	29
3.4.1.2. Tratamentos no maciço	29
3.4.1.3. Sequência construtiva	29
3.5. TÚNEL PRINCIPAL	30
3.5.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL	30
3.5.1.1. Especificações técnicas	30
3.5.1.2. Tratamentos no maciço	31
3.5.1.3. Sequência construtiva	31
3.5.2. AVALIAÇÃO DAS TENSÕES E ASSENTAMENTOS	32
3.5.2.1. Resultados dos esforços no maciço	34
3.5.2.2. Resultados dos assentamentos na superfície	45

4. MONITORIZAÇÃO EM OBRAS GEOTÉCNICAS.....51

4.1. ENQUADRAMENTO	51
4.2. DISPOSITIVOS DE MONITORIZAÇÃO	52
4.2.1. NO MACIÇO A PARTIR DA SUPERFÍCIE	55
4.2.1.1. Extensómetro	55
4.2.1.2. Inclinómetro	56
4.2.1.3. Piezómetro	58
4.2.1.4. Marcas topográficas	60
4.2.2. NA ESTRUTURA	60
4.2.2.1. Convergenciómetro	61
4.2.2.2. Sensores ópticos	62
4.2.2.3. Células de pressão	63
4.2.2.4. Células totais de carga	63
4.2.3. NA ENVOLVENTE	64
4.2.3.1. Clinómetro	65
4.2.3.2. Fissurómetro	66
4.2.3.3. Sismógrafo	67
4.2.3.4. Régua de nivelamento	67
4.2.3.5. Alvos topográficos	68
4.3. MONITORIZAÇÃO POR INTERFEROMETRIA (INSAR)	69

4.3.1. TECNOLOGIA ATLAS INSAR	71
4.3.2. PRECISÃO DOS RESULTADOS E LIMITAÇÕES	72
4.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO ATLAS INSAR.....	72
4.4. SINOPSE	73

5. A MONITORIZAÇÃO NO ÂMBITO DO PROJETO 75

5.1. ENQUADRAMENTO	75
5.2. ZONA INFLUENCIADA PELA CONSTRUÇÃO.....	75
5.3. AVALIAÇÃO DE RISCO	76
5.4. INSTRUMENTAÇÃO PREVISTA EM PROJETO	80
5.5. INSTRUMENTAÇÃO ADICIONAL	95
5.6. CONDICIONALISMOS EM CONTEXTO SEMELHANTE.....	96

6. CONCLUSÕES 99

6.1. CONCLUSÕES FINAIS	99
6.2. FUTURAS MEDIDAS	100

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Planta Esquematizada da Solução proposta	3
Fig.1.2 – Praça da Liberdade – Secção em Planta e Corte Longitudinal	4
Fig.2.1 – Planta de localização das sondagens	8
Fig.2.2 – Perfil Longitudinal Geológico-Geotécnico	9
Fig.2.3 – Legenda dos resultados das sondagens.	9
Fig.2.4 – Esquema representativo do ensaio SPT	12
Fig.2.5 – Esquema representativo do ensaio de permeabilidade	13
Fig.2.6 – Equipamentos do ensaio Pressiométrico	13
Fig.2.7 – Caixa de amostras recolhidas na sondagem	14
Fig.3.1 – Planta esquematizada do poço de ataque	19
Fig.3.2 – Corte A-A do poço de ataque	19
Fig.3.3 – Perfil longitudinal do corte A-A do poço de ataque	20
Fig.3.4 – Perfil longitudinal do sistema de revestimento final.	21
Fig.3.5 – Planta esquematizada da sequência construtiva do poço de ataque	22
Fig.3.6 – Deslocamentos verticais (m)	23
Fig.3.7 – Deslocamentos horizontais (m)	23
Fig.3.8 – Plastificações (-)	23
Fig.3.9 – Vectores de deslocamentos (m)	23
Fig.3.10 – Estimativa de assentamentos superficiais	24
Fig.3.11 – Planta de localização das Caixas 1.1, 1.2 e 1.3	25
Fig.3.12 – Planta de localização da Caixa 1.7	25
Fig.3.13 – Corte A-A das Caixas 1.1, 1.2 e 1.3	27
Fig.3.14 – Corte B-B das Caixas 1.1, 1.2 e 1.3	27
Fig.3.15 – Corte A-A da Caixa 1.7	28
Fig.3.16 – Sequência Construtiva – Secção Longitudinal do Túnel em Escada	29

Fig.3.17 – Sequência Construtiva – Secção Transversal do Túnel em Escada.....	30
Fig.3.18 – Sequência construtiva da secção “S” do Túnel Principal.....	31
Fig.3.19 – Sequência construtiva da secção “R” do Túnel Principal	32
Fig.3.20 – Localização das análises no perfil longitudinal da estratificação do solo	33
Fig.3.21 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 1 com revestimento provisório.....	34
Fig.3.22 – Plastificação – Análise 1 com revestimento provisório	35
Fig.3.23 – Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) –Análise 1 com revestimento provisório .	35
Fig.3.24 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 1 com revestimento provisório	35
Fig.3.25 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 1 com revestimento definitivo	36
Fig.3.26 – Plastificação – Análise 1 com revestimento definitivo	36
Fig.3.27 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Análise 1 com revestimento definitivo	36
Fig.3.28 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamentos na estrutura (m) – Análise 1 com revestimento definitivo	37
Fig.3.29 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 2 com revestimento provisório.....	37
Fig.3.30 – Plastificação – Análise 2 com revestimento provisório	37
Fig.3.31 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Análise 2 com revestimento provisório	38
Fig.3.32 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamentos na estrutura (m) – Análise 2 com revestimento provisório	38
Fig.3.33 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 2 com revestimento definitivo	38
Fig.3.34 – Plastificação – Análise 2 com revestimento definitivo	39
Fig.3.35 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Analise 2 com revestimento definitivo	39
Fig.3.36 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 2 com revestimento definitivo	39
Fig.3.37 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 3 com revestimento provisório.....	40
Fig.3.38 – Plastificação – Análise 3 com revestimento provisório	40

Fig.3.39 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Analise 3 com revestimento provisório	40
Fig.3.40 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 3 com revestimento provisório	41
Fig.3.41 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 3 com revestimento definitivo	41
Fig.3.42 – Plastificação – Análise 3 com revestimento definitivo	41
Fig.3.43 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Analise 3 com revestimento definitivo	42
Fig.3.44 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 3 com revestimento definitivo	42
Fig.3.45 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 4 com revestimento provisório	42
Fig.3.46 – Plastificação – Análise 4 com revestimento provisório	43
Fig.3.47 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Analise 4 com revestimento provisório	43
Fig.3.48 – Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 4 com revestimento provisório	43
Fig.3.49 – Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 4 com revestimento definitivo	44
Fig.3.50 – Plastificação – Análise 4 com revestimento definitivo	44
Fig.3.51 – Deslocamentos Verticais / Horizontais (m) – Analise 4 com revestimento definitivo	44
Fig.3.52 – Momento Fletor (kNm)/Deslocamento na estrutura (m) – Análise 2 com revestimento definitivo	45
Fig.3.53 – Curvas de assentamentos com o FLAC e pelo Método de Peck – Análise 1	45
Fig.3.54 – Curvas de assentamentos com FLAC e pelo Método de Peck – Análise 2	46
Fig.3.55 – Curvas de assentamento com o FLAC e pelo Método de Peck – Análise 3	46
Fig.3.56 – Curvas de assentamentos com o FLAC e pelo Método de Peck – Análise 4	47
Fig.3.57 – Mapa de assentamentos à superfície – 1	47
Fig.3.58 – Mapa de assentamento à superfície – 2	48
Fig.3.59 – Mapa de distorções – 1	48
Fig.3.60 – Mapa de distorções – 1	49

Fig.4.1 – Perfil Transversal dos movimentos à superfície	54
Fig.4.2 – Instalação de um extensómetro magnético	56
Fig.4.3 – Esquematização dos inclinómetros.....	57
Fig.4.4 – Instalação de um inclinómetro com água no interior da calha inclinométrica.....	58
Fig.4.5 – Representação da instalação de um piezómetro de Casagrande	59
Fig.4.6 – Sonda piezométrica de Casagrande	59
Fig.4.7 – Esquematização da instalação das marcas.....	60
Fig.4.8 – a) Extensómetro digital de fita. b) Extensómetro de fita LNEC.....	61
Fig.4.9 – Esquematização da observação da convergência por intermédio de electróníeis....	62
Fig.4.10 – Exemplos de alvos topográficos para sensores ópticos	62
Fig.4.11 – Planta esquematizada da célula de pressão total	63
Fig.4.12 – Exemplificação de célula de carga numa ancoragem	64
Fig.4.13 – Clinómetro manual	65
Fig.4.14 – Clinómetro digital.....	65
Fig.4.15 – Tipos de fissurómetros <i>tell-tale</i>	66
Fig.4.16 – Fissurómetro com corda vibrante (crackmeter)	67
Fig.4.17 – Sismógrafo	67
Fig.4.18 – Régua de nivelamento	68
Fig.4.19 – Alvo reflector	69
Fig.4.20 – Prisma óptico.....	69
Fig.4.21 – Sistema de interferometria por radar de abertura sintética (InSAR)	71
Fig.4.22 – Comparação dos resultados da instrumentação prevista e o InSAR	72
Fig.5.1 – Planta representativa da estimativa da zona influenciada por a construção	76
Fig.5.2 – Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra - 1	79
Fig.5.3 – Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra - 2	79
Fig.5.4 – Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra - 3	80

Fig.5.5 – Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra - 4	80
Fig.5.6 – Frequência de leituras dos equipamentos no projeto	86
Fig.5.7 – Planta de localização dos equipamentos na zona montante dos túneis	87
Fig.5.8 – Planta de localização dos equipamentos na zona jusante dos túneis.....	89
Fig.5.9 – Planta de localização dos equipamentos para as secções tipo dos túneis	90
Fig.5.10 – Planta de localização dos equipamentos na caixa de entrada (1.1, 1.2 e 1.3).	91
Fig.5.11 – Plantas da localização dos equipamentos nos corte A e B da caixa de entrada	91
Fig.5.12 – Planta da localização dos equipamentos no poço de ataque.....	92
Fig.5.13 – Planta de localização dos equipamentos no perfil transversal do poço de ataque ...	93
Fig.5.14 – Planta de localização dos equipamentos na caixa de saída (1.7).....	94
Fig.5.15 – Planta de localização dos equipamentos nas secções da caixa de saída	94

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Zonamento Geológico-Geotécnico	10
Tabela 3.1 – Características e objectivos das secções em análises	33
Tabela 3.2 – Fases de cálculo considerados no projeto de execução	34
Tabela 4.1 – Correspondência entre as grandezas e a instrumentação em obras de túneis	54
Tabela 5.1 – Classes de Vulnerabilidade.....	77
Tabela 5.2 – Descrição das categorias de danos - Critério de Rankine (1988)	78
Tabela 5.3 – Medidas adoptar na monitorização para cada categoria de risco	78
Tabela 5.4 – Caracterização da instrumentação prevista em obra	81
Tabela 5.5 – Assentamentos e distorções associadas a categoria de dano	86
Tabela 5.6 – Quantidade de equipamentos em cada secção da planta na zona montante dos túneis	87
Tabela 5.7 – Características dos indicadores de nível D'Água (INA) na planta da zona montante dos túneis.....	88
Tabela 5.8 – Localização e coordenadas dos equipamentos na planta da zona montante dos túneis	88

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

m – metros

mm – milímetro

cm – centímetro

Km – Quilometro

m² – metros quadrados

kN/m – Quilonewton por metro

MPa – Megapascal

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EC2 – Eurocódigo 2

NATM – Novo Método Austríaco de Tunelamento (em inglês: *New Austrian Tunnelling Method*)

ETR – Estações Totais Robotizadas

Fs – Factor de segurança

Ref - Referência

Dept - Departamento

Tab - Tabela

1

INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

O crescimento das grandes cidades, hoje em dia, tem como foco melhorar as condições ambientais, de modo promover a mobilidade sustentável e reduzir as emissões dos poluentes, especialmente, nos centros das cidades, com o aumento dos transportes públicos como são os transportes ferroviários e metroviários, criando assim uma diminuição das necessidades no uso dos automóveis o que leva a uma melhoria na qualidade de vida das pessoas como das comunidades e das pessoas que as frequentem.

Deste modo foram aprovados pelo Governo de Portugal planos de investimento, com o objectivo principal de desenvolver para os próximos anos ampliações nas redes de metro nos Distritos de Lisboa e do Porto, permitindo fortalecer o desenvolvimento das maiores cidades do país.

Na cidade do Porto, onde é representado como dono de obra para estes projetos a entidade pública Metro do Porto, S.A., foram adjudicados um conjunto de projetos ao consórcio de empreitadas composto por o Grupo ACA e a empresa espanhola Ferrovial, SA, introduzidos com a execução da expansão da Linha Amarela, no Município de Vila Nova de Gaia, e com o desenvolvimento do primeiro Tramo da Linha Circular ou também conhecido por Linha G (Rosa) situada no Município do Porto e que resume-se basicamente no levantamento de 4 estações denominadas por: Boavista/Casa de Música, Galiza, Hospital Santo António e Liberdade/São Bento II.

O Porto, como muitas das cidades importantes em Portugal e na Europa, têm uma enorme história com seus inícios no século VIII com à construção da Catedral Sé, uma cidade que com o passar dos séculos sofreu de grandes mudanças devido a diferentes situações, desde os crescimentos da cidade até as diversas batalhas, que transcorreram nesta região. Contudo foi uma cidade que sempre manteve-se fiel a sua essência, característica e cultura, sendo conhecida como a Cidade Invicta por causa da mesma nunca ter sido destruída e sempre sair vitoriosa nas guerras.

Tudo isto permitiu que permanecessem intactas muitas das estruturas nas zonas históricas com o passar dos anos, converteu-se assim numa das freguesias em Portugal com o maior número de prédios e monumentos pertencentes ao Património da UNESCO, tornando-se de extrema importância a monitorização das estruturas vizinhas quando forem realizados trabalhos de obras geotécnicas.

Esta evolução que transcorreu na cidade produziu uma elevada homogeneidade no solo que será degradado por os diferentes afluentes situados na adjacências do Rio Douro e por sua proximidade com uma Faixa de Cisalhamento. Essa proximidade resulta num maior número de descontinuidades nos maciços dificultando os trabalhos executados nestes terrenos de tal forma que se torna imprescindíveis que os processos construtivos sejam complexos, bem dimensionado

e detalhados na sua execução conjuntamente com um pormenorizado plano de observação da instrumentação fundamental das obras de contenção e subterrâneas, assim como para as edificações nas vizinhanças.

As experiências e os estudos realizados nestes solos determinaram que está principalmente constituído por um maciço granítico descomposto e muito heterogéneo com diversas composições e dimensões granulométricas na sua estratificação, vulgarmente chamado por “Granito do Porto”.

Percebe-se que para o dimensionamento de obras de grande complexidão, como é o caso de projetos de obras subterrâneas, será necessário afectar os serviços locais de implantação da obra, como ocorre com as galerias e desvio do Rio de Vila para a posterior execução da nova estação Liberdade ou também chamada por São Bento II. A planta da estação interfere com um sistema existente que é denominado por Rio de Vila.

Na zona este à estação encontra-se umas galerias da rede que contêm os caudais que descem da Rua Sá da Bandeira e da Rua de Madeira, os quais serão restabelecidas com o antigo sistema do Rio da Vila atravessando por baixo da nova estação e ligando-se ao novo sistema na Praça de Almeida Garret, já planejada.

Ao norte da estação é impedido a progressão ao Sul da rede, tornando-se necessário criar uma passagem em túnel hidráulico profundo, que devido ao espaço disponível no local ser insuficiente para uma passagem de colectores do desvio dos afluentes que descem à Praça dos Aliados, será indispensável um túnel que passe sob a nova estação e permita ligar a Praça da Liberdade com o Largo de São Domingos, onde ficará restabelecido a ligação com a antiga rede na zona sul do largo.

Deste modo será necessário preparar um projecto de execução do desvio definitivo para o sistema enterrado de linhas de água, que cumpra com todas as exigências impostas por as entidades envolvidas, pelo que o conjunto de caixas da entrada, localizadas entre a Praça da Liberdade e Avenida dos Aliados, e com a caixa de saída, implantada desde o Largo São Domingos até a Rua Mouzinho da Silveira, foram definidos no início do projeto como os pontos fixos do sistema projetado.

Inicialmente, foi desenvolvido um projecto para os Estudos Hidráulicos por o Laboratório de Hidráulica da FEUP, por encargo directo do Metro do Porto SA, que teve como foco determinar uma geometria e um traçado adequado que será condicionado por as exigências hidráulicas dos afluentes, determinados nos estudos das bacias hidrográficas representadas para o rio e com um período de retorno de 100 anos, razão pela qual as dimensões das galerias existentes cuja secção deverá ser envolvida por as novas galerias, conduzam a processos construtivos específicos, já que as caixas de entrada-saída e o túnel deverão cumprir dimensões mínimas para circulação dos equipamentos no processo de escavação, foram ainda dimensionados os diferentes órgãos e elementos hidráulicos que são exigidos por Águas do Porto.

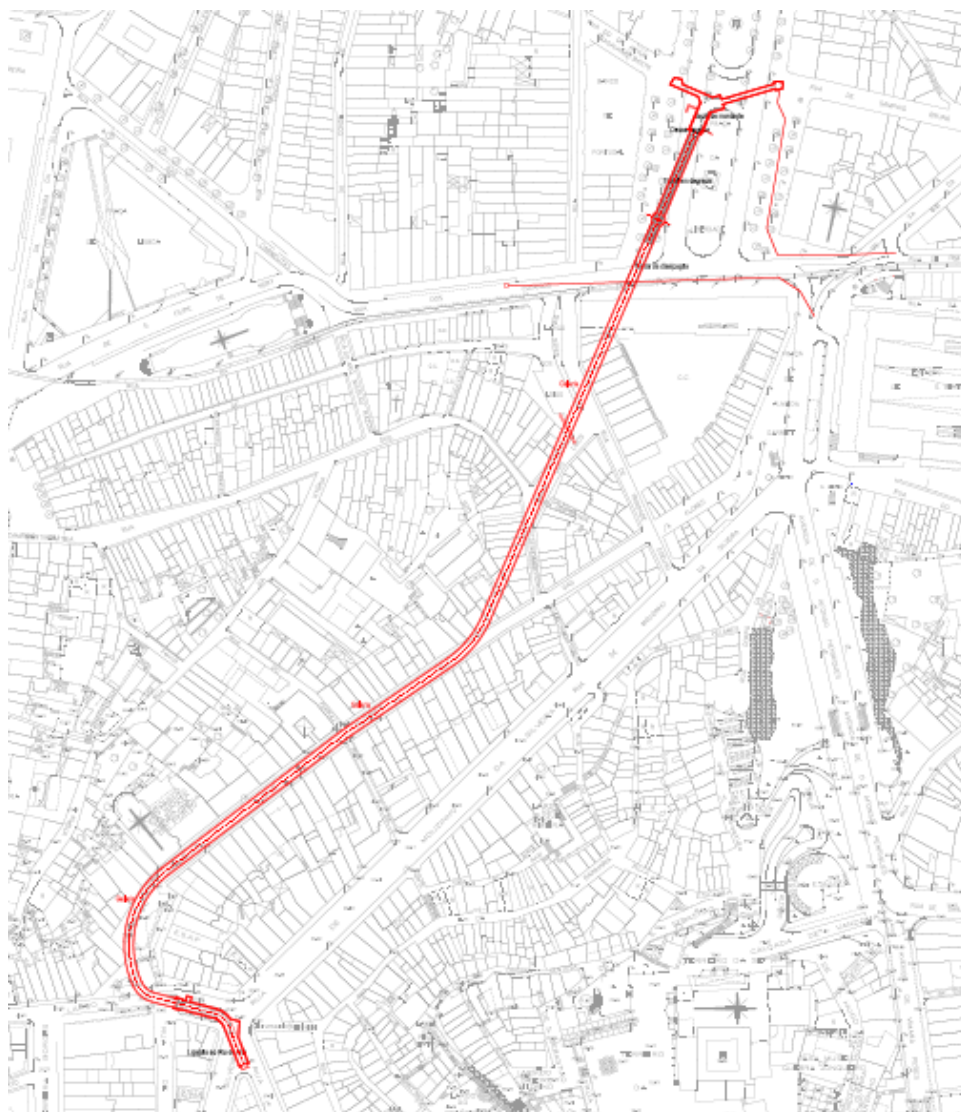


Fig. 1.1. Planta Esquemática da Solução proposta [39].

Neste tipo de projetos é muito provável que venham a ser feitas alterações no caso do comportamento observado no decorrer dos trabalhos de escavação no maciço o exigir ou se houver solicitações especificadas por qualquer uma das instituições intervenientes mencionadas. Assim, o projeto preliminar proposto, consistiu na elaboração de um poço de ataque junto à Praça da Liberdade que permitirá dar início à execução de dois túneis em escavação sequencial (NATM), um para jusante do poço com uma inclinação de 1% e cerca de 500 metros de extensão com chegada ao Largo São Domingos que foi denominado por Túnel Principal, sendo escavado em solo e rocha para os quais foram definidas as secções “S” e “R”, respectivamente, e simultaneamente para montante é realizado um túnel de inclinação aproximada aos 25° com uma laje de fundo feita em degraus ou também chamados por “descarregadores não convencionais em degraus”, estruturas eficientes no ponto de vista da dissipação de energia o que permitira materializar a queda de 26 metros necessária na passagem da estação. Este foi assim designado “Túnel em Escada” e tem uma secção denominada por tipo “A”. Também deverão ser executados os trabalhos para as caixas 1.1., 1.2. e 1.3. que darão entrada ao desvio e com a caixa 1.7 no fim da rede.

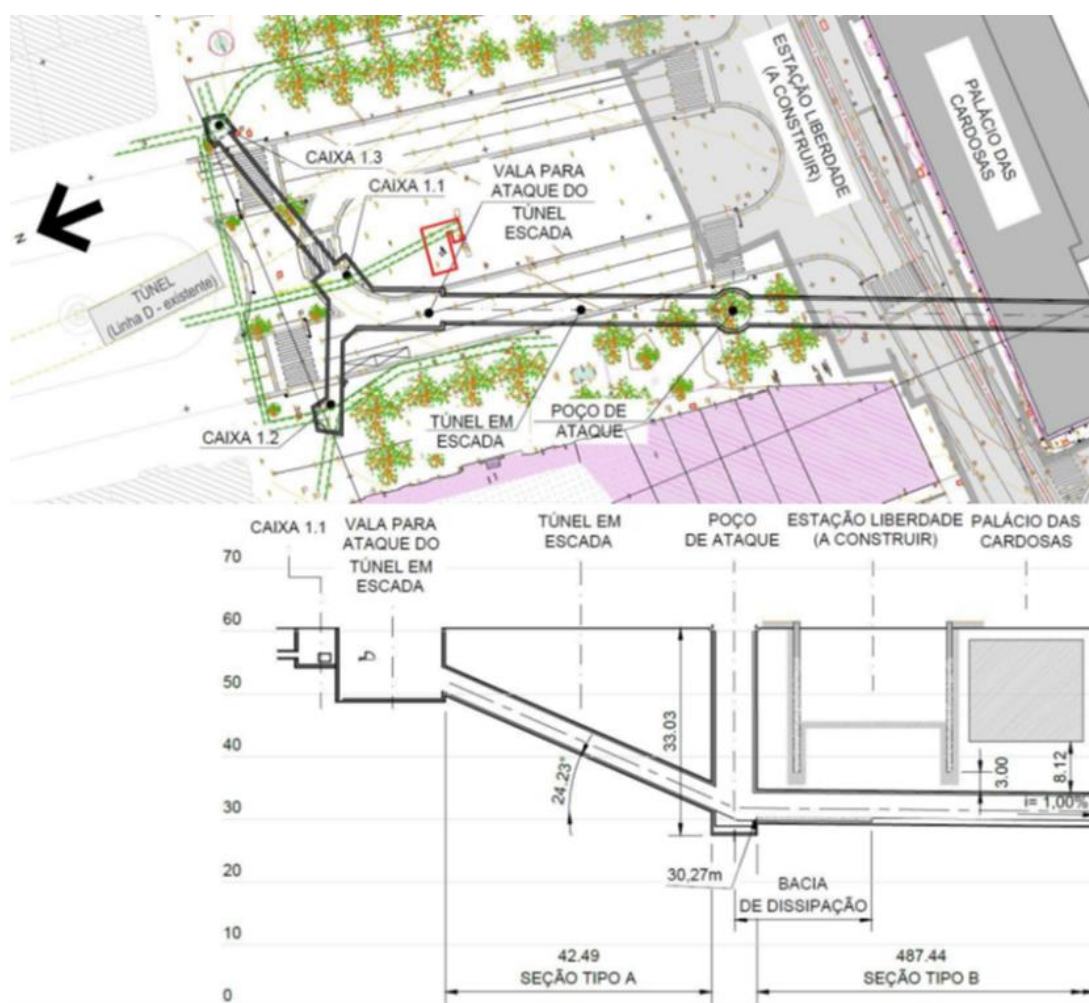


Fig. 1.2. Praça da Liberdade – Secção em Planta e Corte Longitudinal [39].

1.2. OBJECTIVOS

Atendendo às condições geológicas e geotécnicas para zona de implantação assim como à concepção construtiva e estrutural proposta para o projeto de execução, o qual pode não corresponder com o projeto definitivo, será interpretada a monitorização da envolvente ao túnel de desvio do Rio de Vila, para o âmbito da empreitada da Linha Circular do Metro do Porto.

Desta forma, será fundamental executar um estudo e uma análise dos equipamentos que permitam medir as grandezas avaliadas no projeto consoante o plano de observação da instrumentação que será previsto para monitorizar as deformações provocadas pelo túneis no maciço e edificações na zona influenciada pela execução do mesmo, junto a uma apresentação da monitorização baseada na análise interferométrica de imagens obtidas por satélites que transportam radar com abertura sintética (InSAR).

Esta dissertação visa também avaliar os benefícios da instrumentação por satélite InSAR no contexto de zonas urbanas onde se localiza uma zona histórica com exigências especiais de monitorização referentes a edifícios e monumentos protegidos por o património da UNESCO, tal como um parecer da instrumentação que pode complementar ao proposto pelo estudo.

Através da informação obtida pelos planos do projeto de execução que foram mencionados, onde se refere a viabilidade da obra e com o qual será realizada um análise comparativa com obras executadas em contexto semelhante, como foi a elaboração, nos inícios do século, do primeiro tramo das linhas metroviárias na cidade do Porto.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho de conclusão de mestrado começa com um capítulo que permitirá introduzir o projeto, com os aspectos gerais, da monitorização prevista, junto a uma breve investigação da zona de implantação, ao tipo de terrenos nesta região e a importância do desvio para afectação do Rio de Vila. Para além disso, são expostos neste primeiro capítulo, os objectivos principais a serem cumpridos ao longo do estudo e a organização do trabalho. Esta dissertação apresenta por uma segmentação em seis capítulos.

No segundo capítulo, foi elaborado o estudo geológico e geotécnico para a área onde irá ser implantado o projeto, com uma análise do contexto geológico, hidrogeológico e geotécnico junto a uma pesquisa dos trabalhos de prospecção que foram, posteriormente, acompanhados na sua concepção.

Seguidamente, no terceiro capítulo, será apresentado o projeto de execução, preliminar, complementado com a concepção construtiva e estrutural de cada elemento proposto bem como uma avaliação das tensões e dos assentamentos que foram estudados pelos projectistas. Também, no caso dos túneis, são identificados os tratamentos nos maciços necessários para o decorrer dos avanços da frente de escavação.

Para o quarto capítulo, faz-se uma análise dos tipos de instrumentação que serão usados para o plano de observação dos parâmetros que devem ser monitorizados para verificação da estabilidade da obra e das estruturas contíguas à obra onde será apresentado o objectivo, a localização em obra e tecem-se considerações sobre a instalação dos equipamentos e sensores de controlo de deformações. Além de uma introdução à tecnologia InSAR com as vantagens das aplicações em meios urbanos, faz-se, por último, uma sinopse sobre a importância que pode trazer a técnica para a obra.

No quinto capítulo, identifica-se a área que influenciará os assentamentos da superfície devido à projecção do túnel, a análise de risco das edificações vizinhas sendo caracterizados os edifícios que precisam de uma monitorização mais minuciada e até os equipamentos especiais, uma compreensão da instrumentação proposta para o túnel junto à instrumentação adicional e os argumentos sobre as conveniências do uso do conjunto das tecnologias para a monitorização da envolvente à obra. Adicionalmente, faz-se uma análise dos condicionalismos que existem neste tipo de obras devido a variabilidade geotécnica que apresentam as obras em contexto semelhante.

Finalmente, serão dispostas as conclusões finais resultantes do desenvolvimento e da análise realizada durante o documento, seguindo-se uma perspetivação das futuras medidas que serão tomadas em projeto.

2

ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

2.1. INTRODUÇÃO

O Estudo Geológico-Geotécnico consiste numa investigação que permita reconhecer as condições do terreno em estudo, bem como os parâmetros geotécnicos em profundidade. Tais parâmetros podem ser definidos com a recolha de amostras nas sondagens realizadas e análise dos ensaios in situ e de laboratório efetuados nessas mesmas amostras, assim como indiretamente através de correlações. Esta necessidade do estabelecimento dos parâmetros geotécnicos ocorre devido à natureza descontínua, heterogénea e anisotrópica dos solos e maciços rochosos.

Deste modo para obras de contenção e subterrâneas é de extrema importância um estudo que contenha uma adequada recolha de informação geológica e geotécnica na zona de implantação da obra. Assim para este projeto foi elaborada uma consulta de informação que provem da experiência dos terrenos no local de implantação e para diversas áreas relevantes do projeto foi fundamental executar uma prospecção geotécnica baseada nas sondagens geotécnicas e ensaios in situ e de laboratório, que permita realizar uma análise sistemática dos dados obtidos de modo a elaborar o zonamento geotécnico do maciço atravessado pelas obras a construir.

Os estudos Geológico-Geotécnico realizados baseiam-se nas campanhas de investigação e na abundante informação e experiência geológica e geotécnica obtida ao longo dos anos com os trabalhos no maciço granítico do Porto, desde os primeiros estudos do terreno com os primeiros trabalhos dos túneis ferroviários até aos mais recentes túneis de metro e rodoviários.

Atendendo à proximidade com a obra foram considerados no estudo geológico e geotécnico os trabalhos executados na campanha de 2018 para a zona da Estação Liberdade, a sondagem S28. E em Fevereiro e Março de 2019 para o concurso de empreitadas, foram executados estudos baseados na realização de sete (7) sondagens denominadas por STD1 até o STD7. Deste modo, a compilação da informação mais relevante pode ser referida das seguintes publicações,

- COBA (2003). Carta Geotécnica do Porto, escala 1:10 000. Câmara Municipal do Porto.
- Viana da Fonseca, A. & Topa Gomes, A. (2010). Project and construction of Underground stations and tunnels (TBM and NATM) in heterogeneous masses for Metro do Porto. *Excavations and tunnels in granite (Túneles y Excavaciones en Granito)*, pp. 79-123.
- Normetro (2000). Relatório Técnico – Relatório geotécnico-geomecânico geral dos troços enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S). Projecto de Execução. Porto, 46p.

Na sequência de uma alteração ao traçado do projecto, efetuada por motivos de eficiência hidráulica e proposta pelas *Águas do Porto*, os resultados obtidos para as sondagens STD5 e STD6 situadas na Rua Mouzinho da Silveira deverão ser desprezados, já que tais sondagens localizam-se à 50m do eixo do traçado final do Túnel Principal e o maciço granítico do Porto tem uma elevada variabilidade geotécnica, no caso da STD7 será usada por sua vizinhança com a caixa 1.7. na saída do desvio.

Assim, de modo a adquirir uma melhor prospecção Geológica e Geotécnica dos maciços no traçado do túnel, serão executados estudos complementares em fase de obra com a realização de 4 sondagens, designadas por STD8 a STD11, localizadas entre a Rua das Flores e o Largo São Domingos, como indicado na planta representada na figura 2.1.

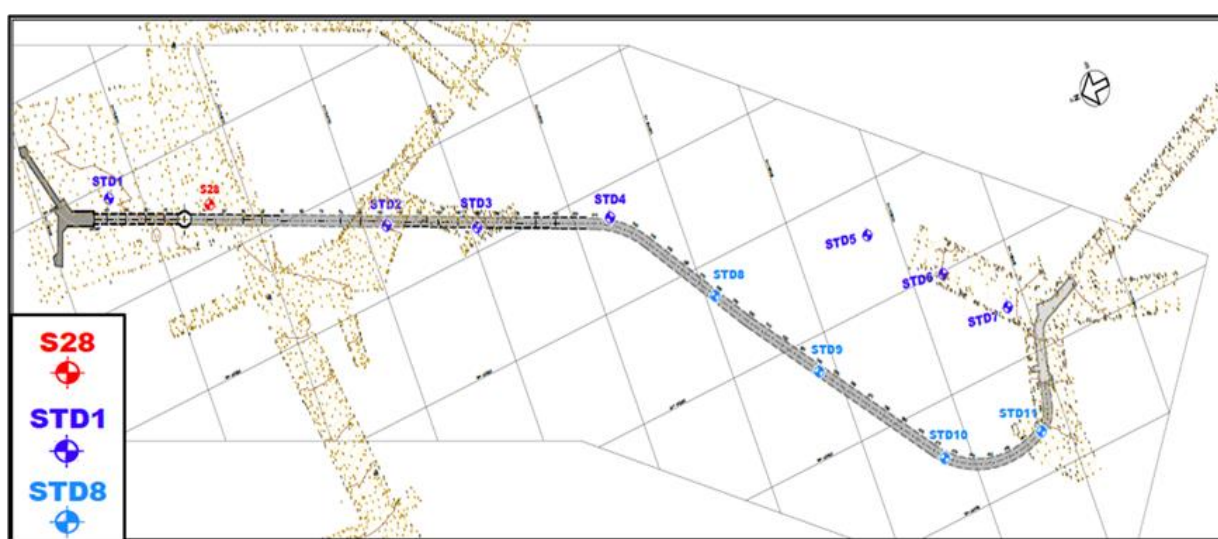


Fig. 2.1. Planta de localização das sondagens [38].

Analisando os resultados obtidos e a informação recolhida por a experiência no maciço granítico do Porto, foi determinado, no âmbito do projeto de execução, um perfil longitudinal geológico-geotécnico representado na figura 2.2., tendo em consideração as incertezas do perfil na zona à jusante do Túnel Principal já referidas.

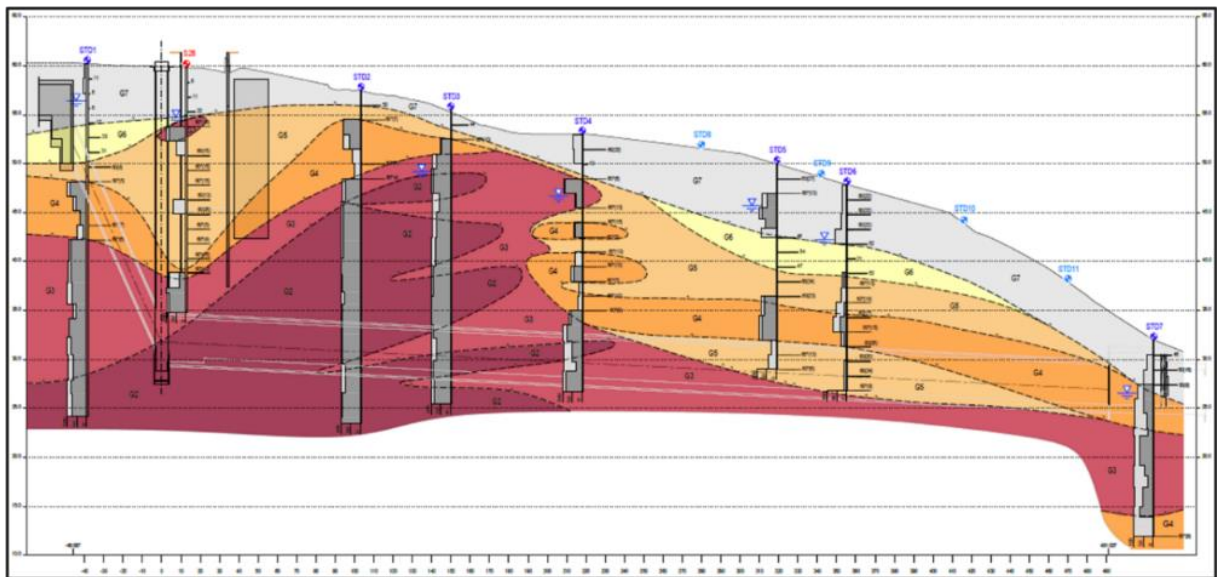


Fig. 2.2. Perfil Longitudinal Geológico-Geotécnico [38].

Com este perfil foi elaborada uma legenda que representa em cada uma das sondagens a informação mais relevante da caracterização das amostras e dos resultados dos ensaios in situ, conforme a figura 2.3.

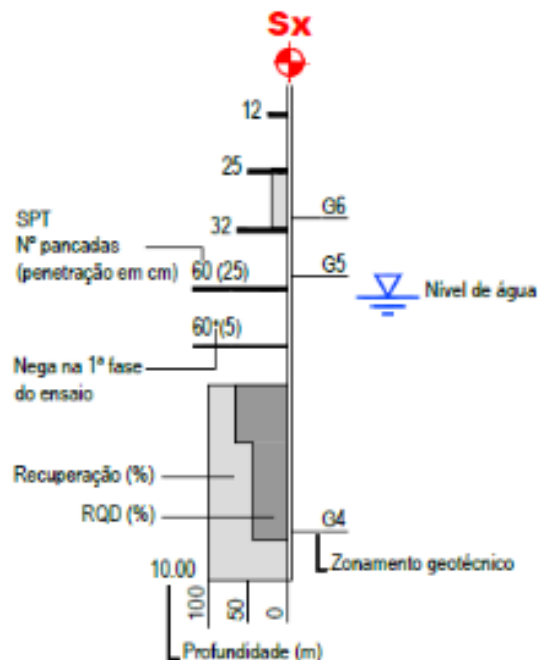


Fig. 2.3. Legenda dos resultados das sondagens [38].

Com base nos estudos executados e na experiência previamente adquirida em estudos similares, foi possível caracterizar os diferentes maciços em questão, assim como a sua litologia, proceder à estimativa do GSI (Índice Geológico de Resistência) nos maciços rochosos e analisar os

resultados dos ensaios SPT para os maciços terrosos, bem o grau de alteração, grau de fracturação e as condições das descontinuidades, para cada zona geotécnica definida.

De forma a compilar as informações prévias e adquiridas com base na campanha de investigação, apresenta-se a tabela 2.1, o zonamento Geológico e Geotécnico proposto ao longo do perfil longitudinal.

Tabela 2.1. Zonamento Geológico-Geotécnico [38].

ZONAMENTO GEOTÉCNICO	LITOLOGIA	GRAU DE ALTERAÇÃO		GRAU DE FRATURAÇÃO	CONDIÇÕES DAS DESCONTINUIDADES	N _{SPT}	GSI
G1	γ	W1	Granito são	F1-F2	d1-d2	na	65-85
G2	γ	W2	Granito pouco alterado	F2-F3	d2-d3	na	45-65
G3	γ	W3	Granito medianamente alterado	F3-F4	d3-d4	na	30-45
G4	γ	W4	Granito muito alterado	F4-F5	d4-d5	na	15-30
G5	γ	W5	Granito decomposto	na	-	>50	-
G6	γ	W6	Solos residuais graníticos	na	-	<50	-
G7	Aterro/ Aluviões	na		na	-	Variável	-

2.2. CONTEXTO GEOLÓGICO E HIDROGEOLÓGICO

Para o enquadramento Geológico, Geomorfológico e Tectónico do maciço granítico do Porto, sabe-se que existe na vizinhança uma zona de deformação intensa o que leva a uma maior rede de fracturação nos maciços, materializada pela Faixa de Cisalhamento Porto-Coimbra-Tomar, com orientação NNW-SSE e que passa pela zona da Foz do Douro, com as suas alterações hidrotermais irá resultar num maciço granítico genericamente arenizado e caulinizado (em resultado da alteração dos feldspatos em minerais argilosos como o caulinite devido a circulação profunda de fluídos).

Em termos litológicos, os terrenos graníticos são recobertos por aterros e solos aluvionares, apresentando assim primeiramente os aterros (At) provenientes da ocupação urbana, com espessuras variáveis e localizados maioritariamente na boca de saída do túnel, trata-se de materiais heterogéneos maioritariamente compostos por solos arenosos e areno-siltosos, com pedras e fragmentos graníticos com dimensão diversa e compacidade variante, por vezes com matéria orgânica.

Logo as aluviões (a), que aparecem relacionadas com as linhas de água, destacando-se o Rio de Vila e afluentes que convergem na zona da Praça da Liberdade, onde foi realizado a sondagem STD1 sendo assim interceptada com espessura da ordem dos 3m, a uma profundidade da ordem dos 6,2m e descrito como um solo argilo-arenoso, com fracção arenosa de granulometria média e fina.

Por fim temos, como maior expressão, a formação geológica correspondente ao Granítico do Porto (γ), que em resultado do processo de alteração do maciço, acelerado pela fracturação e condições de circulação da água subterrânea, temos um solo com um padrão muito irregular, no seio do qual por vezes são identificados blocos mais resistentes, que evolui para uma rocha caracterizada como sendo um granito de duas micas, com domínio da moscovite, de grão médio que por vezes é grosseiro, ou mesmo com passagem de grão mais fino compostos por uma rocha ígnea de textura aplítica.

De acordo com a Carta Geotécnica do Porto as direcções de fracturação mais notáveis no granito do Porto são do ENE-WSW a NW-SE e que igualmente importante são as direcções tardias do NNE-SSW a NS. Nos estudos foi determinado um maciço granítico essencialmente de muito a medianamente fraturado, com óxidos de ferro depositados nas paredes e com umas descontinuidades pouco rugosas e pouco onduladas.

No âmbito hidrogeológico, devido às redes de drenagens originais na cidade do Porto, os terrenos graníticos referentes ao granito W5 e W4 serão propícios a formações geológicas de minas ou também denominados por galerias hidráulicas subterrâneas o que poderia levar a o arrastamento de finos, a um aumento da permeabilidade e da porosidade dos solos graníticos.

A percolação no subsolo do Porto será condicionada cada grau de alteração e fraturação do maciço, podendo as fraturas do maciço favorecer a circulação de água no subsolo granítico.

2.3. CONTEXTO GEOTÉCNICO

O zonamento geotécnico decorreu com uma adaptação ao zonamento geomecânico apresentado pelo *Relatório Geotécnico-Geomecânico dos Troços Enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S)*(2000), este documento refere o projeto da primeira fase do metro do Porto onde foi aplicada uma metodologia que permitiu definir as zonas geotécnicas mais homogéneas possíveis, onde se destacam os quadros que expõem o grau de alteração (Quadro 6.1) junto à base do zonamento proposto, o grau de facturação do maciço rochoso (Quadro 6.2), às condições das descontinuidades (Quadro 6.3) e os parâmetros geotécnicos de cada uma das zonas em estudo (Quadro 6.5 e 6.6). Esses quadros referentes aos estudos de classificação de maciços terrosos e rochosos propostos por Hoek & Brown podem-se encontrar nos anexos.

2.3.1. SONDAGENS E ENSAIOS GEOTÉCNICOS

Os trabalhos de prospecção geológico-geotécnica efetuados na campanha de 2018 e 2019, em fase de projeto, e no início da obra em 2021, em fase de obra, durante as quais se realizaram sondagens geotécnicas à rotação, acompanhadas da execução de ensaios *in situ*, nomeadamente ensaios SPT, ensaios pressiométricos e ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc e Lugeon, para maciços terrosos e rochosos respectivamente, e recolha íntegra de amostra para execução de ensaios de laboratório junto à instalação de tubos piezométricos que permitam determinar o nível freático em diferentes momentos da obra.

Os estudos realizados atingiram profundidades entre os 20,0 e os 31,5 m, o que permitiu identificar as condições do terreno onde se prevê o atravessamento do túnel para desvio do Rio de Vila e os piezómetros determinaram que o nível freático se encontra à profundidade entre os 4 e 6m.

Em termos de ensaios *in situ* foram realizados os seguintes ensaios:

- Ensaio SPT, (Standard Penetration Test) é realizado na base de um furo de sondagem e consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia de cravação normalizadas (pilão com 63,5 kg de massa e altura de queda de 760mm). O ensaio é realizado em três fases com penetrações de 15cm, respetivamente. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, desprezam-se os resultados obtidos na primeira fase. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30cm (segunda e terceira fase) define o valor de N (SPT). Trata-se de um ensaio expedito e pouco dispendioso e, por isso, é talvez o ensaio mais utilizado na prática para o reconhecimento das condições do terreno.

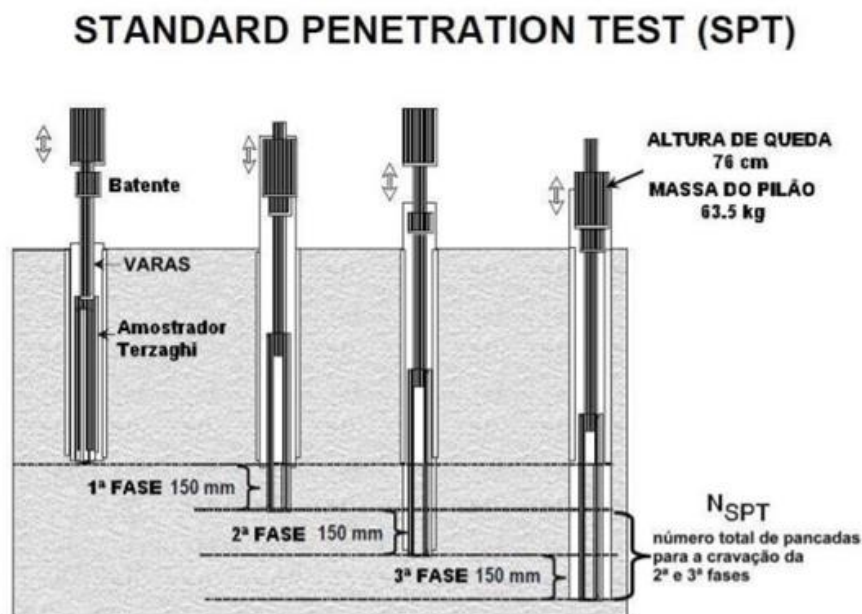


Figura 2.4. Esquema representativo do ensaio SPT [57].

- Ensaios de permeabilidade, desenvolvidos nas sondagens, consistem basicamente na injeção de água sob pressão para diferentes profundidades do maciço em estudo o que permitirá avaliar a permeabilidade do mesmo. Tendo como diferença que o ensaio de Lefranc pode ser feito com carga hidráulica constantes ou variável e os resultados obtidos serão uma combinação da permeabilidade vertical e horizontal o que dificulta a interpretação dos mesmos, para o ensaio de Lugeon será possível medir a absorção da água infiltrada pelas fissuras do maciço, onde o fluxo será mantido sob pressão com obturadores ou com obturador e o fundo do furo.

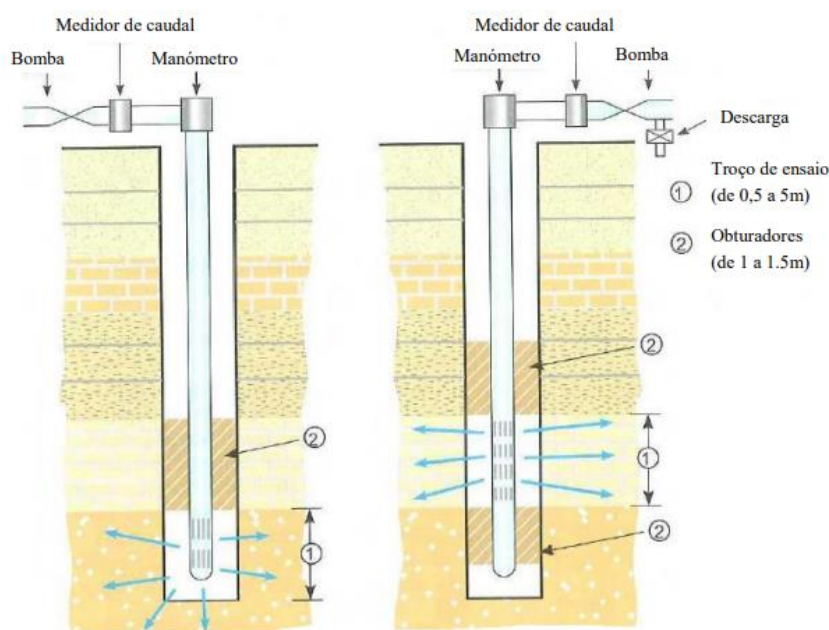


Figura 2.5. Esquema representativo do ensaio de permeabilidade.

- Ensaio pressiométrico, permitem medir as deformações do maciço, sendo sempre necessário realizar uma adequada calibração do equipamento e limpeza do furo para obter melhor precisão nos resultados. Este ensaio está composto por um equipamento medidor de volume, o qual será instalada a um cilindro de gás comprimido, um circuito de água e a uma sonda pressiométrica constituída por uma célula de poro-pressão, como é ilustrado na figura 2.6. A medida que aumenta a profundidade do estudo também será necessário aumentar o valor do diferencial de pressão, onde irá variar-se o valor da pressão do circuito de gás e do circuito de água aplicada a célula.



Figura 2.6. Equipamentos do ensaio Pressiométrico.

A realização das sondagens proporciona a recolha de amostras de solos e rochas, onde é possível determinar o grau de alteração e de fracturação da rocha e avaliar o valor do RQD “Rock Quality Designation Index”, que estimará a qualidade do maciço rochoso. Na figura 2.7 é representada uma caixa de amostras recolhidas numa das sondagem, a partir das quais se podem realizar os ensaios de laboratório propostos pela empreitada.



Figura 2.7. Caixa de amostras recolhidas na sondagem.

A recolha integral de amostra permite a realização de diferentes ensaios de laboratório, tendo sido proposto pelo agrupamento responsável pela construção, para uma melhor caracterização dos maciços, para o caso dos solos ensaios de densidade aparente, triaxial CD, teor em água e de determinação dos limites de Atterberg, e para as rochas foram desenvolvidos ensaios de densidade aparente, de compressão simples e triaxial com determinação da tensão de rotura, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, ensaio de abrasividade Schimazek e Cerchar, este último é um ensaio que determina a abrasividade das rochas para determinar o índice CAI (*Cerchar Abrasiveness Index*) que corresponde à medida do diâmetro de área plana da ponta obtida pelo desgaste. Os resultados de tais ensaios ainda não foram obtidos, não sendo possível tecer quaisquer considerações à data deste trabalho.

2.4. SINOPSE CONCLUSIVA

Com base na campanha de prospecção complementar, foi possível constatar que a interpretação dos resultados em projeto foi optimista, quando comparado com os resultados das sondagens elaboradas em 2021, cujo maciço se apresenta mais alterado e descomposto do que se previa. Verificando-se que a zona jusante do desvio trata-se de uma área de elevada preocupação devido ao comportamento geotécnico do maciço, sendo preciso um maior cuidado com os edifícios na envolvente, situados estes numa zona histórica, donde se destaca a Igreja da Misericórdia e a Casa dos Maias, ambos localizados na Rua das Flores.

Também se concluiu que o projeto requer algumas alterações, que permita cumprir com as novas exigências impostas pelos resultados das sondagens e da interpretação das mesmas, do modo a minimizar os problemas de deformações e/ou assentamentos que possam ocorrer durante a elaboração da obra.

3

PROJETO DE EXECUÇÃO

3.1. ENQUADRAMENTO

O projeto de execução para o desvio do Rio de Vila, dimensionado pelo consórcio de projectistas constituído por as empresas *CJC Engenharia e Projetos Lda* e *NSE Consultores de Engenharia Lda* apresenta a viabilidade dos métodos construtivos e dos elementos estruturais propostos, permitindo gerar a estabilidade nos maciços e nas estruturas envolventes à obra. De modo a potencializar os trabalhos será necessário ajustar o projeto as condições mais recentes do estado do terreno com os resultados obtidos com os estudos geológicos e geotécnicos, e também com um plano de observação da instrumentação que permita acompanhar o comportamento do terreno e das estruturas, enquanto for executado os trabalhos.

Assim, para este tipo de obra que compreendesse uma elevada complexidade, o projeto não irá representar na maioria das vezes mais do que um anteprojecto, que frequentemente terá de ser reformulado à medida que a construção prossegue, tendo em atenção as condições geotécnicas que serão encontradas e o comportamento observado com a instrumentação planejada, com o decorrer dos trabalhos de escavação.

Deste forma, foram efectuadas por análises com programas de cálculo para a proposta das estruturas do sistema de suporte que permitam estimar os movimentos do maciço e das estruturas na vizinhança da obra, os cálculos foram adoptados ao Sistema Internacional de Unidades (SI) e Métrico (MKS). Assim, para o projeto passaram ser elaborados diferentes abordagens onde primeiramente tratou-se dos túneis e do poço de ataque em conjunto como obras subterrâneas pouco profundas e logo com as caixas de entrada e de saída como um sistema especializado do tipo trincheiras.

Na primeira abordagem desenvolveu-se o uso de software baseados na análise do comportamento dos maciços através de MEF, de seguida se faz referência dos programas empregados na elaboração dos estudos e uma resumida explicação da sua aplicação,

- FLAC2D, um programa que faz análise bidimensional, já seja plana ou axissimétrica, com um software evolutivo, que permite ter em conta a sequência executiva junto as características do maciço, da estrutura de suporte prevista e da análise do sistema de drenagem apresentado, pretendendo assim avaliar a estabilidade local e global, estimar as deformações do maciço na periferia da estrutura e os impulsos do maciço actuante contra a estrutura de suporte.

- STRAP, ou também denominado em inglês por *Structural Analysis Programs*, é um programa tridimensional baseado no método dos elementos finitos (MEF), na qual permite simular e avaliar as estruturas do sistema de suporte para eventuais ações sísmicas. Deste modo, irá ser muitas vezes necessária a recolha de dados atingidos com o programa FLAC2D.
- Unwedge 4.0, este programa permite determinar o sistema de suporte que será necessário para criar uma estabilidade dos blocos potencialmente instáveis gerados por o cruzamento das principais famílias de descontinuidades presentes nos maciços rochosos, de modo a cumprir com os factores de segurança solicitados no projeto base.
- XD-CoSec, este software refere ao cálculo, para um Estado Limite Último segundo o EC2, de secções de betão armado que serão submetidas a flexão composta desviada, corte e torção.
- XD-ConServ, este programa destina-se a verificação dos elementos estruturais em betão armado para os Estados Limites de Utilização, segundo o EC2.

No caso das caixas de entrada e de saída foram dimensionados com base numa análise numérica com o programa *Contenções Periféricas 2012m* desenvolvido pela *Cype Ingenieros SA*, um programa que é baseado no método de Winkler e analisado de forma evolutiva em todos os passos do avanço da escavação, o software executa testes aos sistemas de suporte com o objectivo de interpretar o comportamento dos maciços quando for sujeito a alteração do estado de tensão. Deste modo, será necessário fundamentar o projeto com regulamentos do EC2 e por conseguinte foram usados no projeto os seguintes,

- ✓ NP EN 206-1/2007: Betão – Especificação, desempenho, produção e conformidade
- ✓ NP EN 1990/2009: Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas
- ✓ NP EN 1991-1-1/2009: Acções em estruturas
- ✓ NP EN 1992-1-1/2010: Projeto de estruturas de betão
- ✓ NP EN 1997-1/2010: Projeto geotécnico

Também foram utilizados critérios gerais de acções e segurança, que permitiram analisar de 3 diferentes combinações fundamentadas nas acções permanentes, variáveis e de sismo, onde cumpre com a segurança estrutural das verificações para os estados limites da resistência à rotura das estacas em betão armado, da resistência à rotura das escoras e vigas metálicas, e da rotura e à estabilidade geral do solo nas contenções periféricas.

Neste capítulo apresenta-se uma descrição de cada elemento estrutural junto a metodologia construtiva apresentada no projeto de execução, conjuntamente de uma avaliação das grandezas que traduzem, com a instrumentação necessária, os efeitos estruturais e as acções solicitantes à obra.

Uma variante ao projeto está em curso, consequentemente nesta dissertação faz-se referência apenas ao projeto de execução o qual será diferente do projeto de execução final da obra, por isso este documento introduzirá brevemente a concepção construtiva e estrutural, bem como a metodologia executiva proposta para os elementos estruturais do projeto, focando-se nos resultados da avaliação das grandezas que permitam compreender o comportamento real do maciço, da estrutura de suporte e das estruturas vizinhas, com a avaliação das tensões e dos

assentamentos na superfície, sendo assim parte integrante do projeto um plano detalhado de observação da instrumentação na obra com o decorrer dos trabalhos.

Deste modo, o projeto preliminarmente desenvolve-se com a execução de um poço de ataque junta à Praça da Liberdade, que dará início a elaboração do Túnel Principal com direcção à jusante do poço de ataque e chegada ao Largo São Domingos, o qual será escavado em solo e rocha para os quais foram definidas as suas respectivas secções, e simultaneamente a um túnel com uma inclinação aproximada a 25° e com uma laje de fundo feita em degraus entre as caixas de entrada e o poço de ataque, por isso foi denominado por Túnel em Escada. Nos inícios do projeto também serão desenvolvidos os trabalhos das Caixas 1.1., 1.2. e 1.3., localizadas na Praça da Liberdade que dão entrada ao desvio do rio e da Caixa 1.7. no final do desvio, posicionada no Largo São Domingos.

A monitorização deste tipo de obras será de extrema importância e necessária, sendo executados programas de observação com uso de instrumentação que permita obter dados sobre as propriedades dos materiais e maciços envolventes, dos efeitos estruturais que costumam por incidir fundamentalmente nos deslocamentos na superfície e no interior do maciço, nos deslocamentos e deformações nos edifícios próximos, bem como nas tensões e forças nos suportes, e também das acções solicitantes que constam nos efeitos da percolação da água em redor da cavidade que será relacionado com a velocidade de escoamento e avaliados através dos caudais afluídos, nas pressões hidrostáticas exercidas pela água sobre os revestimentos impermeáveis sendo medidas através da avaliação da posição do nível freático e as pressões de terra sobre o suporte.

3.2. POÇO DE ATAQUE

O primeiro elemento estrutural que irá ser executado é o Poço de ataque, localizado junto à Praça da Liberdade, apresenta uma secção circular com uma área transversal de 139m² e um raio de escavação que vai dos 3,55m até os 3,75m no fundo do poço, devido a presença de maciços com baixa resistência mecânica e muito deformáveis na zona de implantação foi propostos executar um tratamento no contorno com colunas secantes de Jet Grouting com diâmetro de 80cm e espaçamento dos eixos de 65cm atingindo uma profundidade de aproximadamente 22m, com a elaboração de uma viga de bordadura na superfície que criará a união destes, para finalmente ser instalado até o fim do poço o suporte provisório.

Depois de atingir os 22m de profundidade, surge a necessidade de instalar pregagens tipo Swellex para estabilidade dos blocos e com malhas quadradas 2x2 de geodrenos curtos com comprimento de 3m que permitam aliviar as pressões hidrostáticas no revestimento provisório, sem rebaixamento do nível freático, sendo este método muito usado para maciços com permeabilidades baixas e médias.

Finalmente o suporte definitivo do poço foi projectado em betão moldado armado com varões de aço, será desenvolvido logo de finalizar com os trabalhos dos túneis propostos, tornando-se este elemento numa camara de visitas e para a recolha dos resíduos. Nas próximas figuras é representada a planta e o corte transversal do poço, também nos anexos do trabalho é representado alguns os pormenores como pode ser a esquematização das malhas de pregagens e geodrenos.

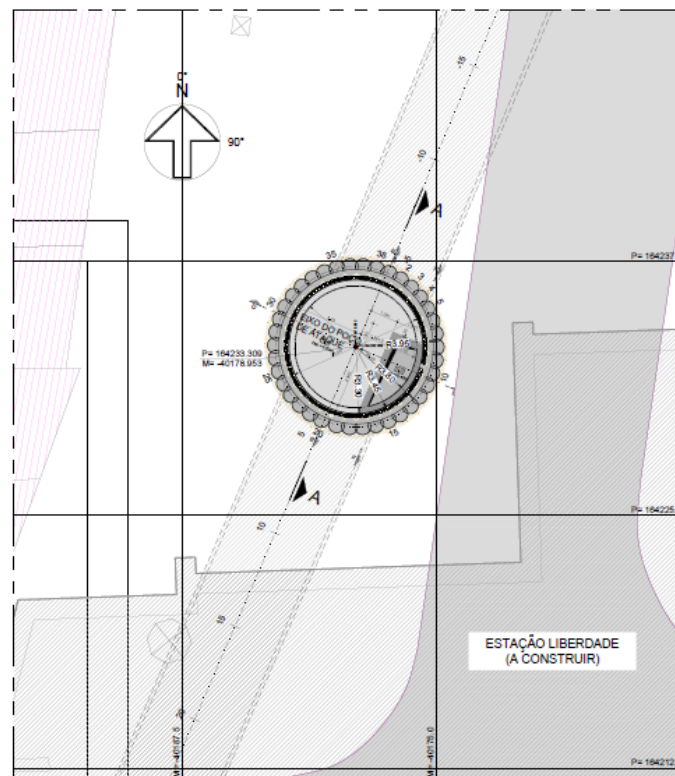


Figura 3.1. Planta esquematizada do poço de ataque [40].

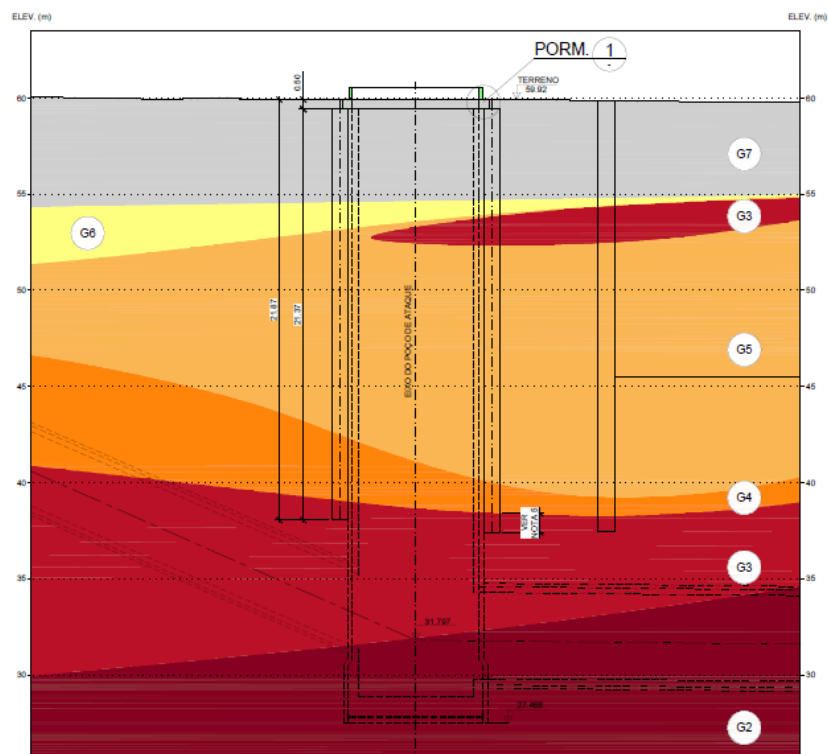


Figura 3.2. Corte A-A do poço de ataque [38].

3.2.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL

3.2.1.1. Especificações técnicas

Inicialmente, com a figura 3.3 é apresentado o perfil longitudinal do sistema de suporte provisória ao eixo do poço, no corte A-A da planta, onde representa-se com a cor verde à viga de bordadura e considerando as especificações técnicas do sistema de suporte provisório do poço de ataque em cada secção proposta.

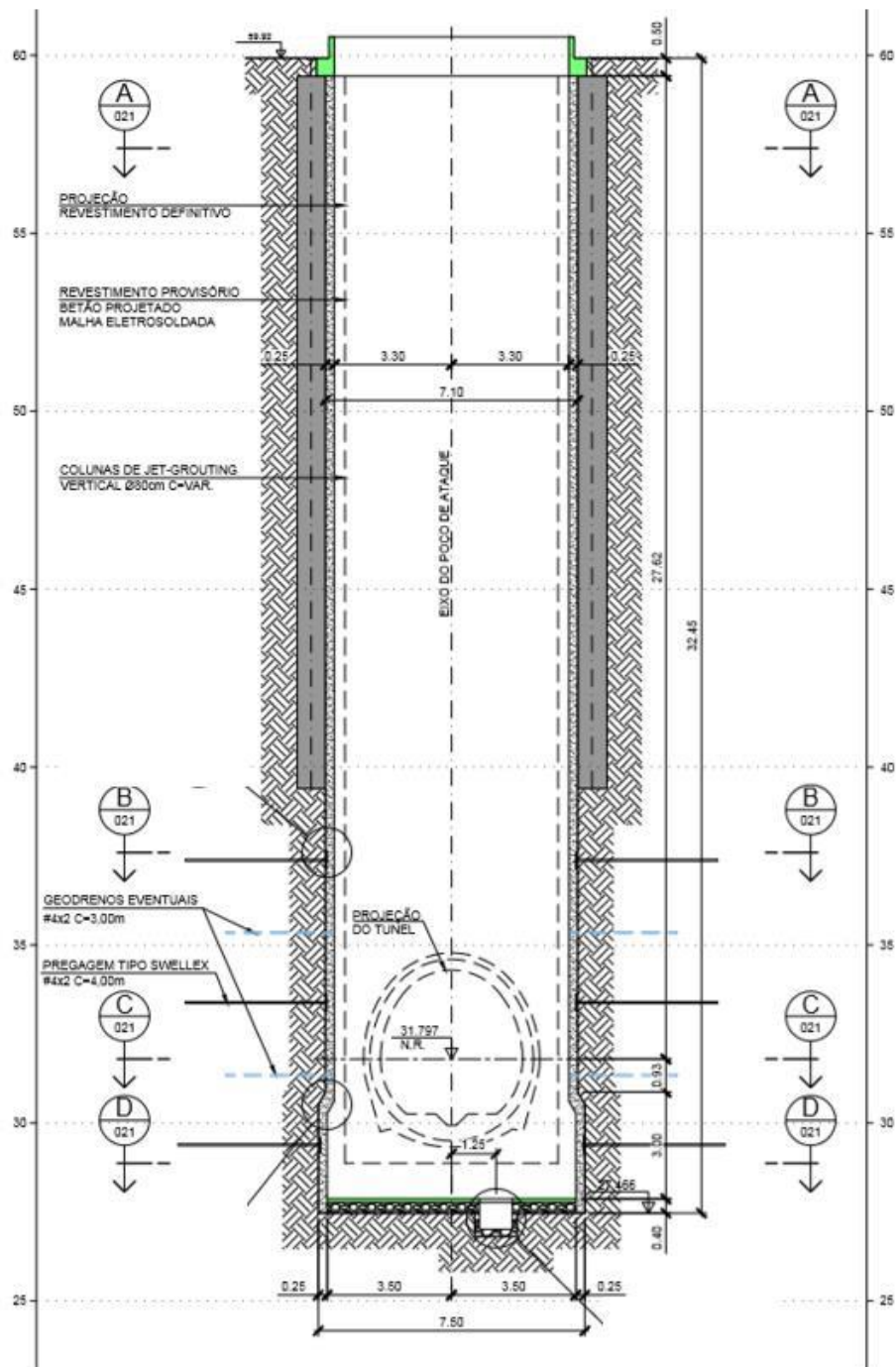


Figura 3.3. Perfil longitudinal do corte A-A do poço de ataque [40].

No entanto, o revestimento provisório está compostos com dois tipos de malhas electrosoldadas, nos primeiros 22m de escavação, até a cota 37,5 aproximadamente, será usada uma malha electrosoldada tipo NQ70, quer dizer uma malha com diâmetro de 7mm e espaçamento de 0,1m para ambas as direcções, horizontal e vertical, também usada na boca dos túneis. Logo para os últimos 10m de escavação, os quais decorreram em maciços G3 e G2 como observa-se na estratificação do solo obtida no estudo geológico e geotécnico, é empregue uma malha electrosoldada do tipo NQ90, que tem à diferença de estar compostas por malhas com diâmetro de 9mm, mantendo o espaçamento em ambas as direcções. Finalmente o revestimento definitivo, deve ser executado após concluir os trabalhos dos túneis, podendo observar-se na figura 3.4 pode observar-se as especificações técnicas do poço para o sistema de suporte final, representado com a cor verde.

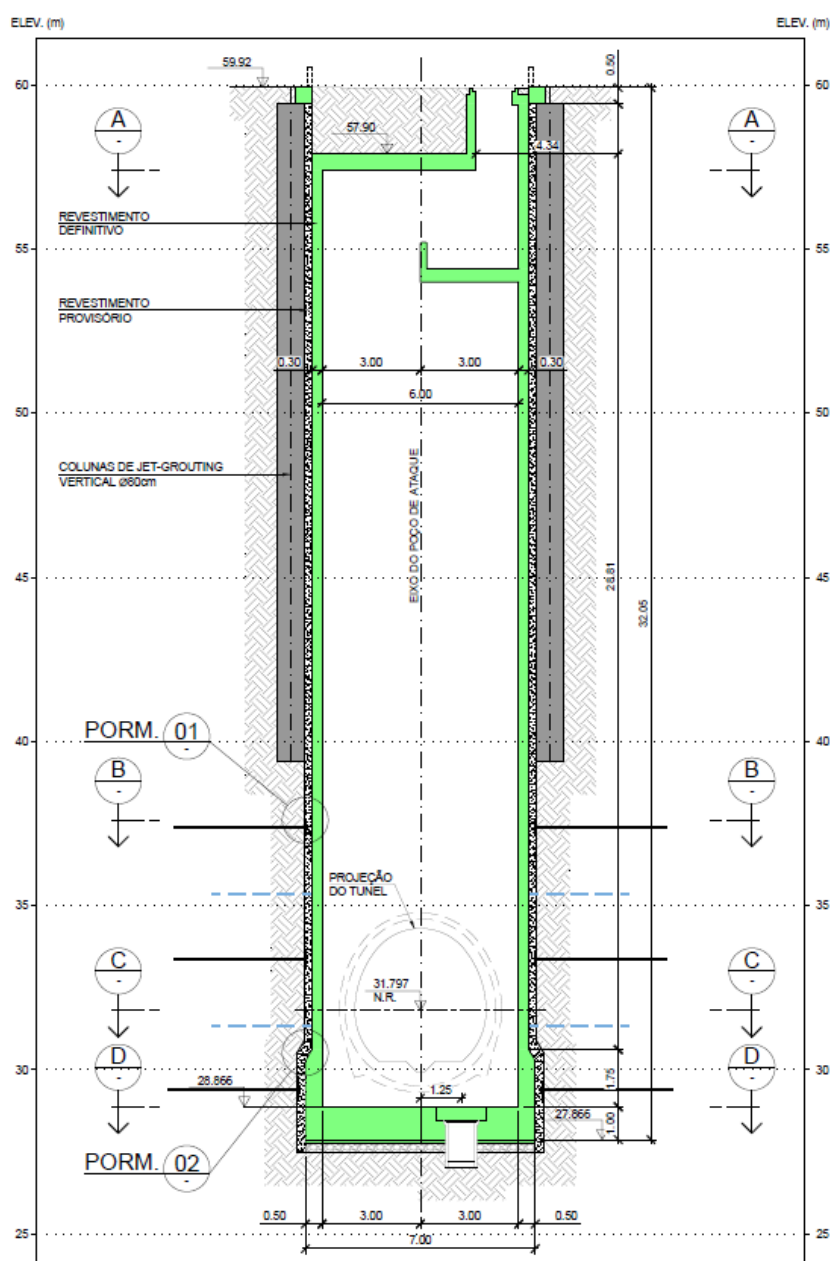


Figura 3.4. Perfil longitudinal do sistema de revestimento final [40].

3.2.1.2. Sequência construtiva

A metodologia executiva aplicada neste elemento estrutural, foi dimensionada com uma escavação sequencial do tipo NATM, com passos de avanço verticais de 1m e o uso de baquetas laterais, na figura 3.5 evidencia-se a planta esquematizada da sequência construtiva proposta no projeto.

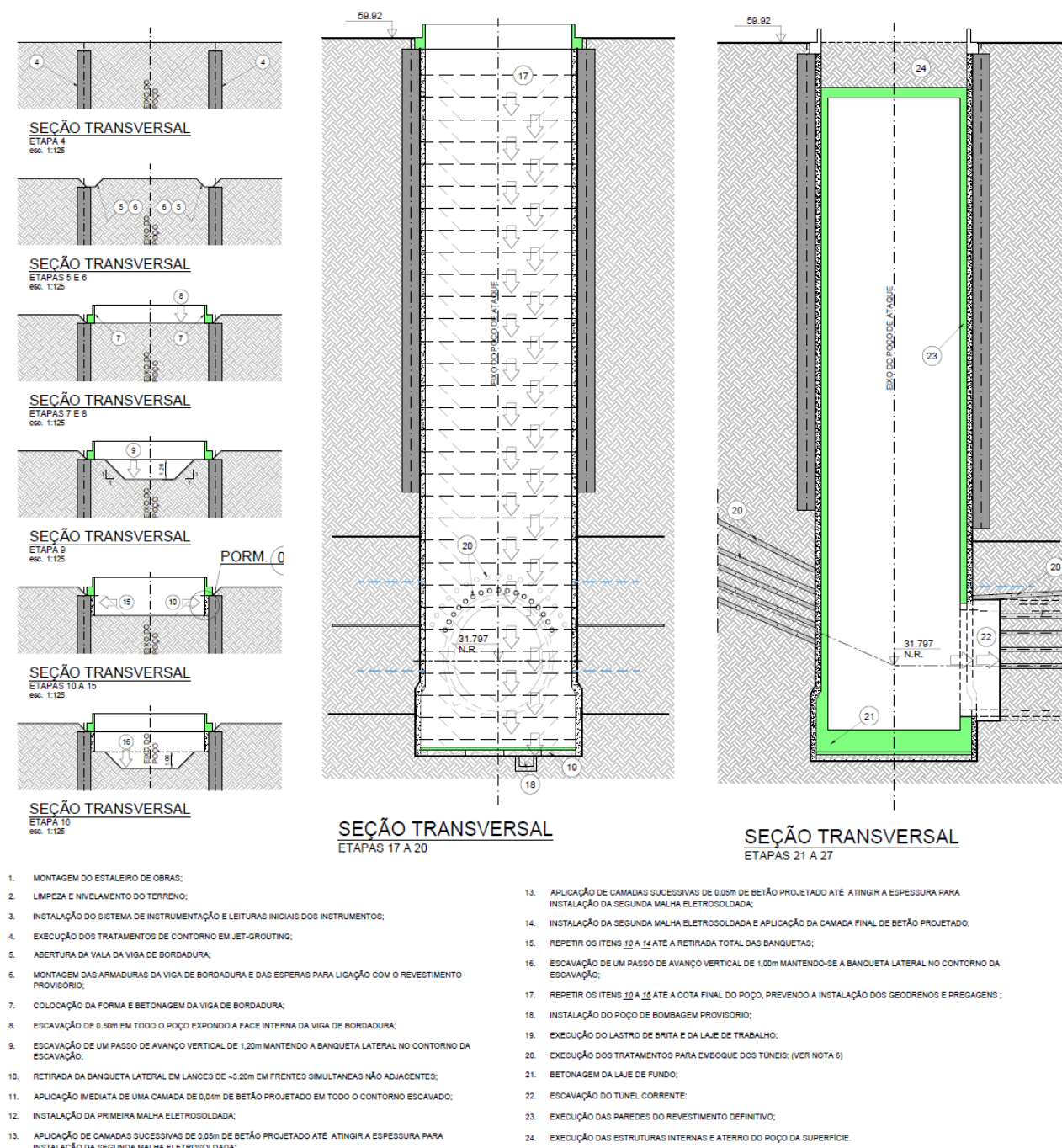


Figura 3.5. Planta esquematizada da sequência construtiva do poço de ataque [40].

3.2.2. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS E ASSENTAMENTOS

Com os programas, já mencionados, conseguiu-se analisar e potenciar as soluções que irão minimizar as deformações da estrutura de suporte e dos maciços envolventes, assim também como dos assentamentos na superfície. Deste forma com o uso do programa FLAC2D, baseado num modelo elástico linear perfeito com superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e apresentado com um fluxo não-associado, isto é, com uma superfície de plastificação não coincide com a superfície de potencial plastificação, foram obtidos os seguintes resultados na fase final de escavação,

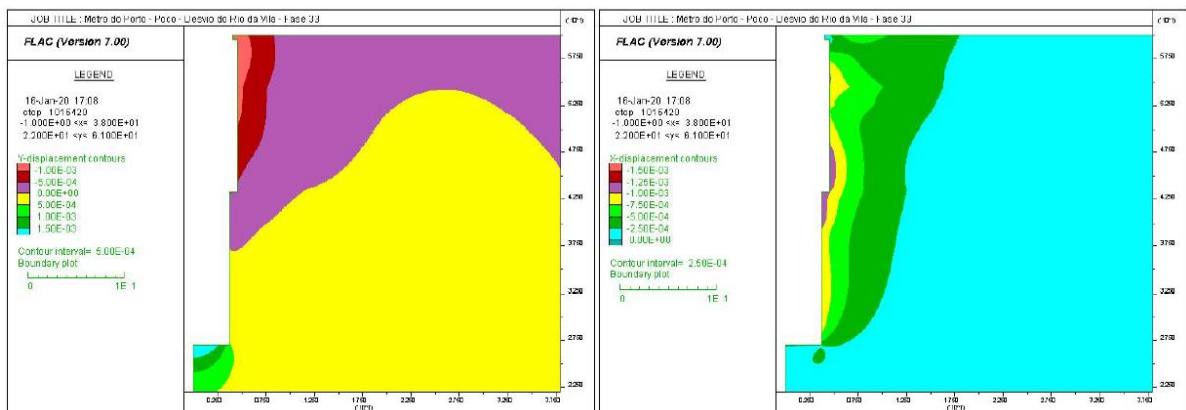


Figura 3.6. Deslocamentos verticais (m) / Figura 3.7. Deslocamentos horizontais (m) [40].

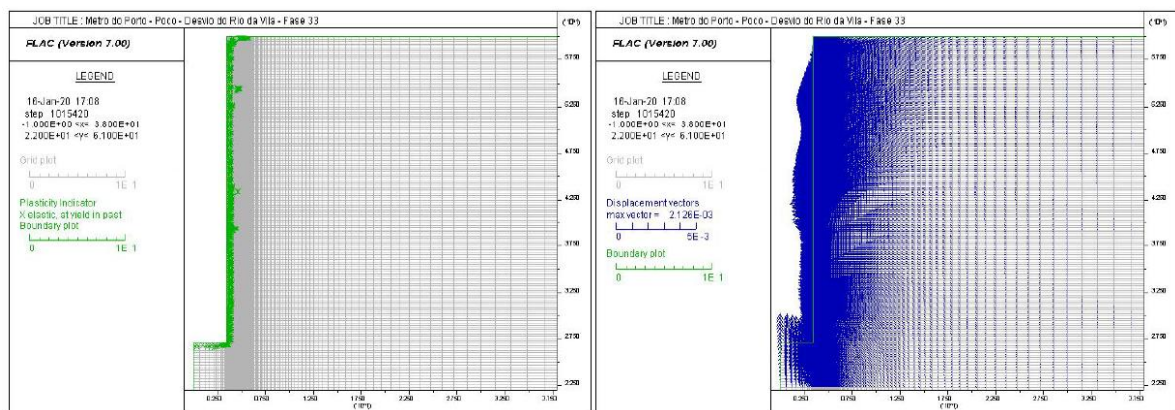


Figura 3.8. Plastificações (-) / Figura 3.9. Vectores de deslocamentos (m) [40].

Por último, foi realizada uma estimativa de assentamentos na superfície, o qual incide na forma da bacia de assentamentos calculado no projeto por o Método de Bowles, permitindo avaliar o volume de terra deslocada junto a parede através da integração numérica da deformação da parede no poço, sendo considerado o volume de deslocamento horizontal igual ao volume de assentamentos na superfície e também que a área influenciada pela escavação do poço será igual

à profundidade deste. Na figura 3.10 observa-se os assentamentos na superfície são máximos junto à parede, entre os 0.72mm e os 0.81mm, e logo diminuem à medida que nos afastamos do eixo do poço.

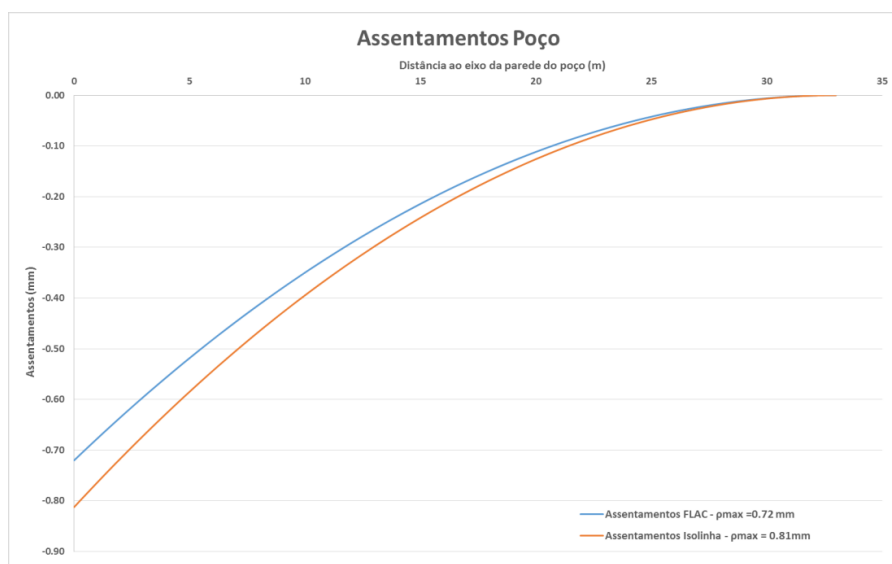


Figura 3.10. Estimativa de assentamentos superficiais [40].

3.3. CAIXAS DE ENTRADA E DE SAÍDA

Na zona de início do desvio, foi dimensionado um sistema de contenção periférica para as caixas que darão entrada a nova rede, denominadas por Caixas 1.1, 1.2 e 1.3 ou também por Caixas de entrada, estão localizadas na zona norte da Praça da Liberdade e na Avenida Dos Aliados, com uma planta representada com a figura 3.11.

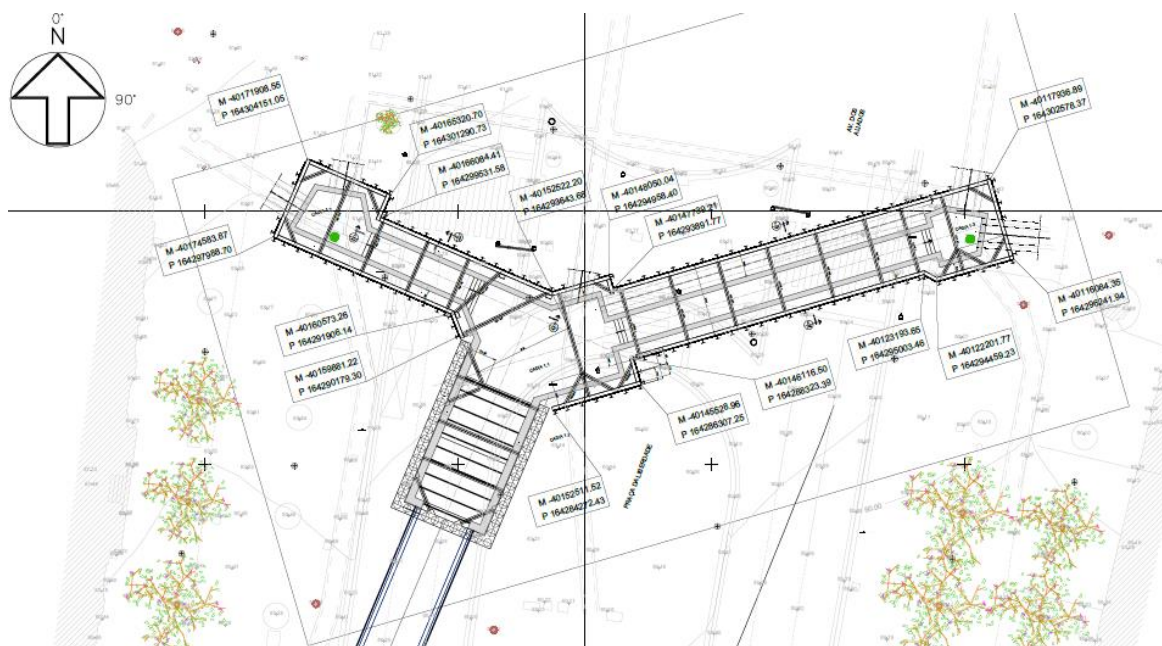


Figura 3.11. Planta de localização das Caixas 1.1, 1.2 e 1.3 [41].

Para pôr fim ao desvio da rede foi planificado um sistema de contenção chamado por Caixa 1.7 ou Caixa de saída, posicionada entre o Largo de São Domingos até a Rua de Mouzinho da Silveira e a Rua de São João, cuja implantação está representada com a planta da figura 3.12.

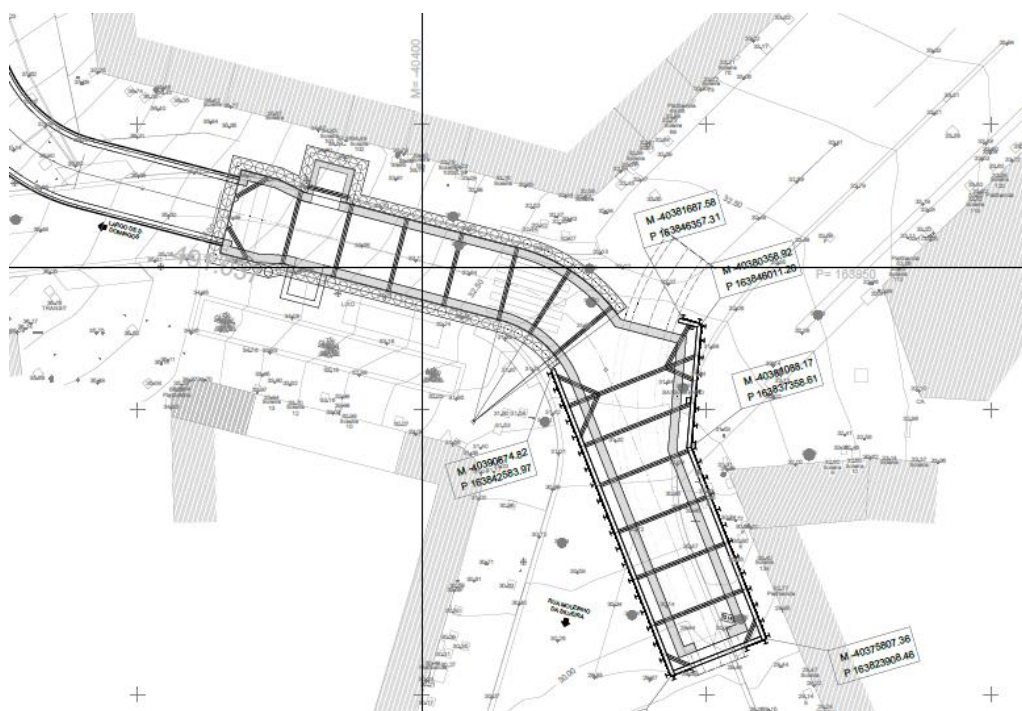


Figura 3.12. Planta de localização da Caixa 1.7 [42].

Estas caixas foram dimensionados por o programa *Contenções Periféricas 2012m* desenvolvido pela *Cype Ingenieros S.A* e executadas por o sistema de escavação do tipo *cut and cover*, também denominado por galerias a céu aberto, um sistema que consiste na escavação em forma de vala (a céu aberto), podendo ser complementada com a execução de estacas de betão e/ou de aço com o devido afastamento, para de seguida realizar a escavação no interior do sistema com aplicação dos níveis de escoras colocadas no decorrer do avanço da escavação, e finalmente poder fazer o restabelecimento dos possíveis serviços afectados na superfície.

Este tipo de sistema é muito usado nas zonas urbanas, já que permite diminuir o tempo de afetação dos serviços, preferivelmente aplicado em escavações de pequena profundidade, onde são executadas valas de acesso para as caixas permitindo o rápido restabelecimento dos serviços afectados. Estas caixas de entrada e saída ao desvio são elementos impostos por *Águas de Porto*, sendo assim elementos fixados no traçado do projeto, em localização e concepção construtiva.

3.3.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL

3.3.1.1. Especificações técnicas

Na projecção destes elementos estruturais foram propostos para o sistema de contenção periférica os seguintes materiais,

- Betão das estacas - C30/37 XC2, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e $\gamma_c = 1,5 \times 1,1 = 1,65$;
- Betão nas Vigas de Encabeçamento - C30/37 XC2, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e $\gamma_c = 1,5$;
- Armaduras Ordinárias – A500 NR, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ e $rec = 5 \text{ cm}$;
- Aço Estrutural – A36

Este sistema de contenção periférica constitui diferentes partes, baseadas em muros de Tipo Berlim, onde será usado em alguns tramos do sistema à cravação de estacas metálicas HEB400 com afastamento de 1,2m, e em outros tramos estacas de betão com 0,6m de diâmetro e afastadas a 0,8m entre o eixo das estacas, para estabilizar e conferir o sistema é elaborada na superfície a viga de encabeçamento.

Neste tipo de sistema *cut and cover* deverão ser controladas as deformações e assentamentos dos maciços nas proximidades à obra com o decorrer dos trabalhos, de modo a prever os diferentes fenómenos que podem ocorrer nos maciços. Normalmente, apresenta pequenas deformações que podem ser controladas evitando grandes adversidades.

3.3.1.2. Sequência construtiva

Este tipo de sistema de escavação compõe uma simples sequência construtiva por isso é adequado em obras de pequenas profundidades, como é com o caso em estudo onde serão atingidas profundidades próximas aos 6m, com instrumentação nas vizinhanças das cortinas.

Inicialmente serão cravadas as estacas, metálicas e de betão, para assim poder executar as vigas de encabeçamento, permitindo estabelecer às estacas como um só elemento, e assim dar começo aos trabalhos de escavação, no qual devem instalar-se níveis de escoras nas caixas de entrada,

dimensionado até um nível de escoras, e na caixa de saída, proposto com secções até dois níveis. Deste modo, simplificadamente, apresenta-se a sequência construtiva até as valas de acesso,

- 1) Vedações a caminhos pedonais;
- 2) Desvio de serviços afectados;
- 3) Execução das cortinas de estacas de contenção e vigas de encabeçamento;
- 4) Escavação progressiva da vala com apoio nas escoras metálicas;
- 5) Execução progressiva da estrutura interna e remoção concomitante das escoras;
- 6) Aterro e reposição dos serviços afectados.

3.3.2. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS E ASSENTAMENTOS

Os estudos do projecto foram desenvolvidos focando-se nas secções mais críticas nos cortes das plantas dos elementos estruturais, onde se avaliaram as secções dos cortes A-A e B-B nas Caixas de entrada e na Caixa de saída do corte A-A, sendo apresentados estes, segundo o projeto de execução, nas seguintes figuras.

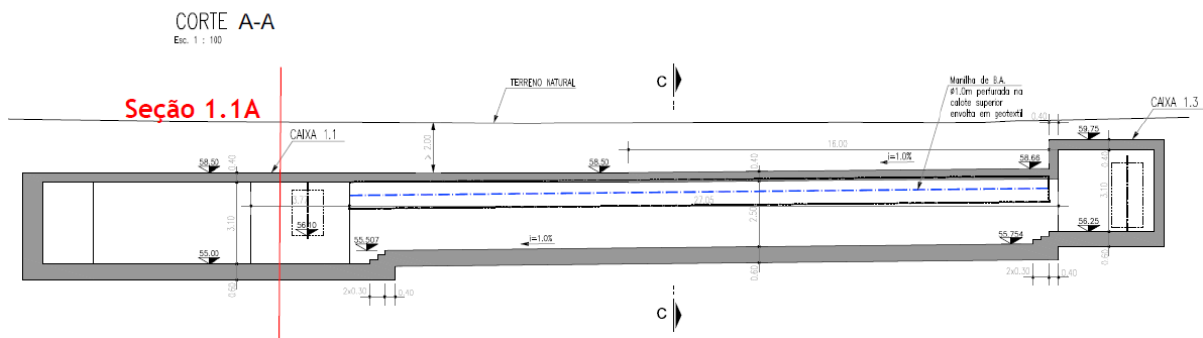


Figura 3.13. Corte A-A das Caixas 1.1, 1.2 e 1.3 [41].

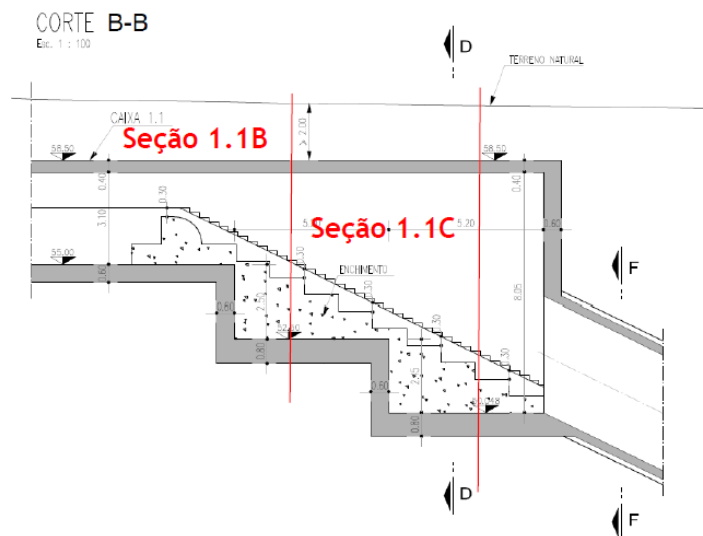


Figura 3.14. Corte B-B das Caixas 1.1, 1.2 e 1.3 [42].

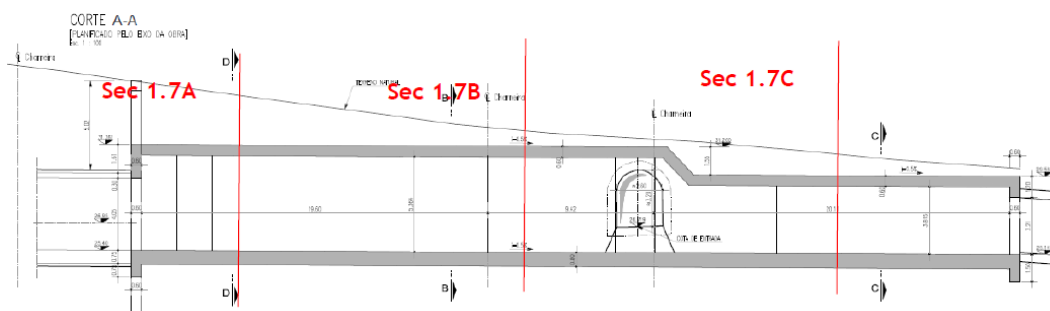


Figura 3.15. Corte A-A da Caixa 1.7.

Desta maneira foram obtidos por os programas os resultados da estimativa dos deslocamentos da cortina, sendo concluído que nas Caixas 1.1, 1.2 e 1.3 os deslocamentos da cortina nas secções calculadas os valores foram muito semelhantes e aceitáveis. Com a Caixa 1.7, temos a secção 1.7A proposta com dois níveis de escoras como a mais desfavorável do sistema de contenção e nas outras secções com um nível de escoras apresenta-se um aceitável e adequado comportamento dos movimentos do sistema.

3.4. TÚNEL EM ESCADA

Após finalizar os trabalhos do Poço de Ataque, darão início os trabalhos de execução dos túneis, os quais foram estudados e analisados com diferentes programas, já referidos, que permitiram otimizar o sistema de suporte dos elementos estruturais e avaliar as grandezas que devem ser observadas com a instrumentação antes e no decorrer da obra, sendo este último analisado como os túneis em conjunto e detalhado no subcapítulo do Túnel Principal.

Desta forma, o Túnel Principal e o Túnel em Escada, são túneis que ocorreram por meio de uma metodologia executiva em escavação sequencial com uma interpretação do tipo NATM, um método inicialmente usado em maciços rochosos mas hoje em dia também vantajoso em maciços terrosos, que considera que o maciço envolvente contribui para sua própria sustentação e estabilidade com o decorrer do processo de escavação, deixando deformar o maciço para mobilizar a máxima resistência possível, sendo assim um método que nas obras subterrâneas integra-se com o faseamento da frente de escavação.

Contudo esta técnica garante que os maciços não sofram de grandes alterações nas suas características, no entanto nos trabalhos de escavação é indispensável ter o cuidado de não danificar a envolvente da zona de escavação, para uma recolha mais correcta e rápida da interpretação do comportamento do maciço e das estruturas envolventes.

A montante do poço de ataque temos o Túnel em Escada, um túnel com uma inclinação de 25% e uma laje de fundo do suporte provisório feita em degraus ou também chamados por “descarregadores não convencionais em degraus”, os quais são estruturas que no ponto de vista da dissipação de energia permitem materializar eficientemente as quedas, devido aos 26m que propuseram-se no projeto para a passagem da estação.

3.4.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL

3.4.1.1. Especificações técnicas

Este túnel, em escavação sequencial do tipo NATM, concebido com passos de avanço de 1m para uma escavação em secção plena, é dimensionada com uma secção de aproximadamente 20m², com uma altura e largura igual aos 4,96m, denominada por secção tipo “A”, a qual apresenta um suporte provisório em betão projectado e cambotas treliçadas de aço na calota acompanhado de malhas electrosoldadas para o arco invertido e por último o revestimento definitivo projectado em betão moldado armado e com varões de aço.

3.4.1.2. Tratamentos no maciço

Em maciços com características de elevada dificuldade e instabilidade será muito necessário desenvolver, devido à execução dos túneis, diversos tratamentos no terreno com a finalidade de estabilizar a frente de escavação e ajudar ao sistema de suporte nos passos de avanço da frente de escavação do túnel.

Neste túnel foi proposto um tratamento do emboque do túnel com a execução de colunas de Jet Grouting acompanhado de varões de fibra de vidro e no teto do túnel é tratado com colunas de Jet Grouting secantes com 20° de inclinação, com um trecho inicial injectado de 15m e logo de trechos de 9m, ambas espaçadas longitudinalmente com 3m, também para o emboque do túnel é preciso um tratamento com enfilagem tubular preenchida com tubo Schedule, como uso de geodrenos no controlo das águas subterrâneas.

Pode existir a possibilidade de voltar a ser necessário a implementação de outro tipo de tratamentos com o decorrer dos trabalhos de escavação, sendo dependente do comportamento observado com a instrumentação no maciço, na superfície e edifícios na zona influenciada pelos trabalhos de escavação.

3.4.1.3. Sequência construtiva

A metodologia construtiva, segundo o projeto de execução, deste túnel é resumida com as vistas longitudinais na figura 3.16 e na figura 3.17, onde apresenta-se as plantas com uma breve descrição dos trabalhos e tratamentos mo projeto.

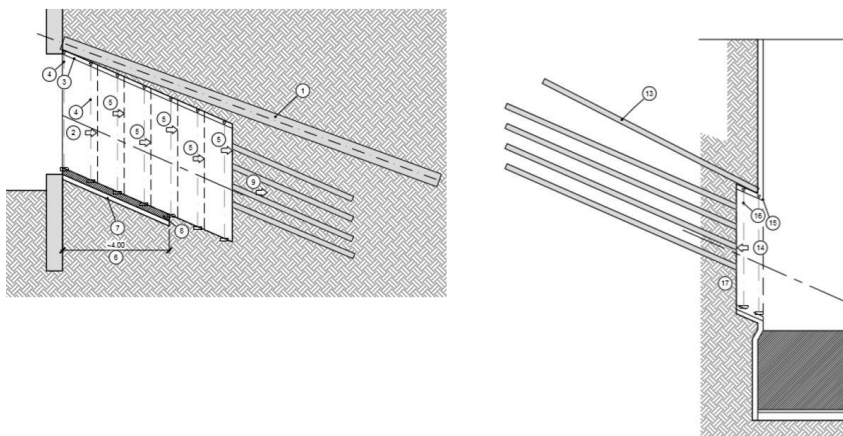


Figura 3.16. Sequência Construtiva – Secção Longitudinal do Túnel em Escada [39].

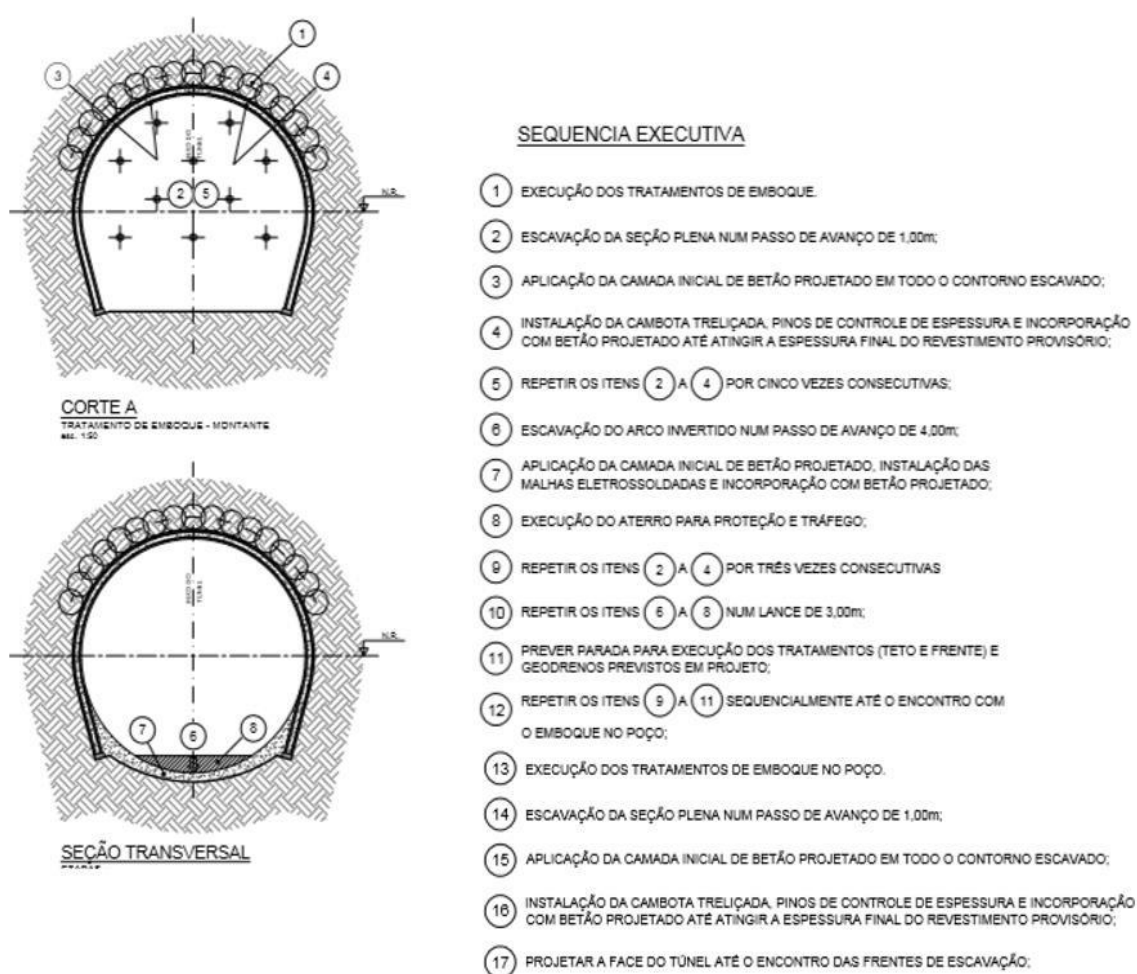


Figura 3.17. Sequência Construtiva – Seção Transversal do Túnel em Escada [39].

3.5. TÚNEL PRINCIPAL

O Túnel Principal está constituído por um tramo que fara ligação do Poço de Ataque com a Caixa de saída (1.7) da nova rede, desta maneira é o túnel com maior extensão do projeto com cerca de 500m, sendo proposto para uma inclinação mínima admissível igual a 1% e escavado em solo e em rocha, especificamente em maciços G2, G3, G4 e G5, consequentemente, dimensionaram-se para os solos a secção “S” e nas rochas a secção “R”, acompanhados da proposta dos tratamentos nos maciços.

3.5.1. CONCEPÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL

3.5.1.1. Especificações técnicas

O túnel, também dimensionado com uma sequência construtiva de tipo NATM com passos de avanço de 1m e escavação em secção plena, esta projetado com a secção “S”, em solos, que possui uma secção transversal de 21,85m², altura de 5,46m e largura de 4,96m, contém um sistema de contenção provisório em betão projetado com cambotas treliçadas de aço na calota, na parte

superior do túnel, e com malhas electrosoldadas no arco invertido, na zona inferior, e finalmente aplicado um suporte definitivo que consiste em betão moldado armado com aço.

No caso da secção “R”, nas rochas, é proposto com uma área transversal de 20,45m², largura de 4,8m e uma altura de 5,3m, compreende um sistema de suporte provisório em betão projetado armado com malhas electrosoldadas na calota, reforçado com tratamento de pregagens do tipo Swellex com 3m de comprimento em malhas de 1,5x1,5 m e o arco invertido em betão projetado, para logo por último executar o sistema de suporte definitivo projetado em betão moldado armado com varões de aço.

3.5.1.2. Tratamentos no maciço

Nestes túneis serão necessários diferentes tratamentos para cada secção proposta, tendo em comum à instalação dos geodrenos, nos quais pode surgir a necessidade de aplicar novos tratamentos nos maciços devido a um comportamento inoportuno do terreno com o decorrer dos trabalhos de escavação. No entanto, para a secção “S” serão executados tratamentos na frente de escavação e no teto do túnel com colunas de Jet Grouting, acompanhado de enfilagem tubular injectado no teto do túnel, e por última na secção “R” deve realizar-se a instalação de pregagens com fibra de vidro do tipo Swellex.

3.5.1.3. Sequência construtiva

A figura 3.18 refere a sequência executiva proposta para o dimensionamento da secção “S”, na qual detalha-se os trabalhos que são essenciais realizar com as plantas de interesse, e com a figura 3.19 a sequência construtiva da secção “R”.

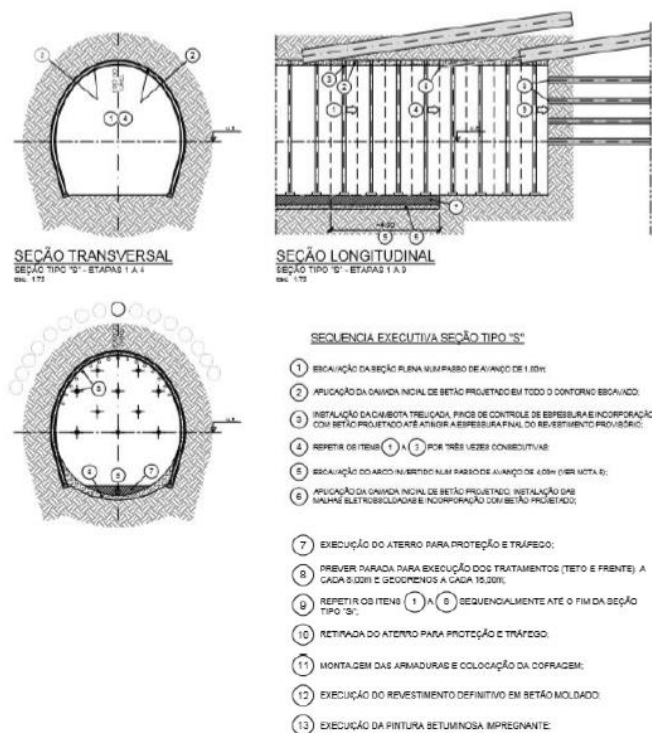
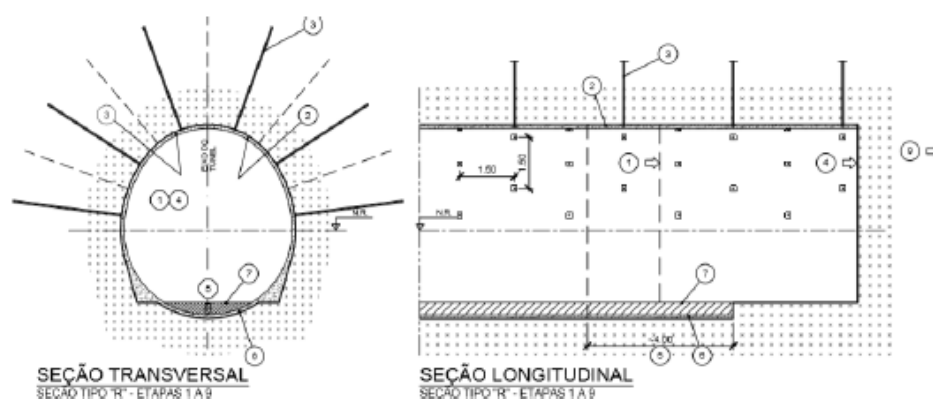


Figura 3.18. Sequência construtiva da secção “S” do Túnel Principal [39].



SEQUENCIA EXECUTIVA

- 1 ESCAVAÇÃO DA SEÇÃO PLENA NUM PASSO DE AVANÇO DE 1,50m A 3,0m;
- 2 REMOÇÃO DOS BLOCOS SOLTOS E APLICAÇÃO DA CAMADA INICIAL DE BETÃO PROJETADO EM TODO CONTO RNO ESCAVADO;
- 3 INSTALAÇÃO DAS PREGAGENS (# 1,50m X 1,50m), DA MALHA ELETROSOLDADA, DOS PINOS DE CONTROLE DE ESPESSURA E INCORPORAÇÃO COM BETÃO PROJETADO ATÉ Atingir A ESPESSURA FINAL DO REVESTIMENTO PROVISÓRIO;
- 4 REPETIR OS ITENS 1 A 3 POR TRÊS VEZES CONSECUTIVAS;
- 5 ESCAVAÇÃO DO ARCO INVERTIDO NUM PASSO DE AVANÇO DE 4,00m;
- 6 REMOÇÃO DOS BLOCOS SOLTOS E APLICAÇÃO DA CAMADA DE BETÃO PROJETADO DO REVESTIMENTO PROVISÓRIO;
- 7 EXECUÇÃO DO ATERRO PARA PROTEÇÃO E TRÁFEGO;
- 8 PREVER PARADA PARA EXECUÇÃO DOS GEODRENOS E Furos TÁTICOS EXPLORATÓRIOS A CADA 15,00m;
- 9 REPETIR OS ITENS 4 A 8 SEQUENCIALMENTE ATÉ FINALIZAR A ESCAVAÇÃO DA SEÇÃO TIPO 'R'.
- 10 RETIRADA DO ATERRO PARA PROTEÇÃO E TRÁFEGO;
- 11 MONTAGEM DAS ARMADURAS E COLOCAÇÃO DA COFRAGEM;
- 12 EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO DEFINITIVO EM BETÃO MOLDADO;
- 13 EXECUÇÃO DA PINTURA BETUMINOSA IMPREGNANTE;

Figura 3.19. Sequência construtiva da secção “R” do Túnel Principal [39].

3.5.2. AVALIAÇÃO DAS TENSÕES E ASSENTAMENTOS

No Projeto de Execução avaliou-se com programas de cálculo as tensões no maciço por análises numéricas e o calculou-se os esforços solicitantes no revestimento provisório e definitivo, tendo proposto como cargas principais, em ambas as solicitações, aos impulsos do maciço, da água e das sobrecargas na superfície. Também desenvolveu-se uma avaliação dos assentamentos na superfície baseadas numa análise numérica com o programa FLAC, onde no geral atingiram assentamentos pouco significantes, e considerando a bacia de assentamentos calculada por o Método de Peck (1969), um método empírico e semi-empírico baseado no cálculo de assentamentos na superfície que relaciona a largura da bacia de assentamentos com a profundidade e largura do túnel proposto.

Deste modo, seleccionaram-se 4 secções tipo para executar uma análise do cálculo das grandezas que descrevem o comportamento o terreno, na tabela 3.1 é descrito as características mais importantes das secções escolhidas e o seu objetivo no estudo, também apresenta-se o perfil longitudinal da localização das secções analisadas, com base nos resultados do estudo geológico e Geotécnico, com a figuras a figura 3.20.

Tabela 3.1. Características e objectivos das secções em análises [39].

Análise	Características		Objetivo
Análise 1	Secção tipo	A	- Estudar o comportamento do túnel em escada
	Maciço	Rocha	
	Cobertura	Alta	
Análise 2	Secção tipo	S	- Estudar o comportamento da secção tipo S (escavação em solo) em condições de baixa cobertura
	Maciço	Solo	
	Cobertura	Baixa	
Análise 3	Secção tipo	S	- Estudar o comportamento da secção tipo S (escavação em solo) em condições de alta cobertura
	Maciço	Solo	
	Cobertura	Alta	
Análise 4	Secção tipo	R	- Estudar o comportamento da secção tipo R (escavação em rocha) em condições de alta cobertura
	Maciço	Rocha	
	Cobertura	Alta	

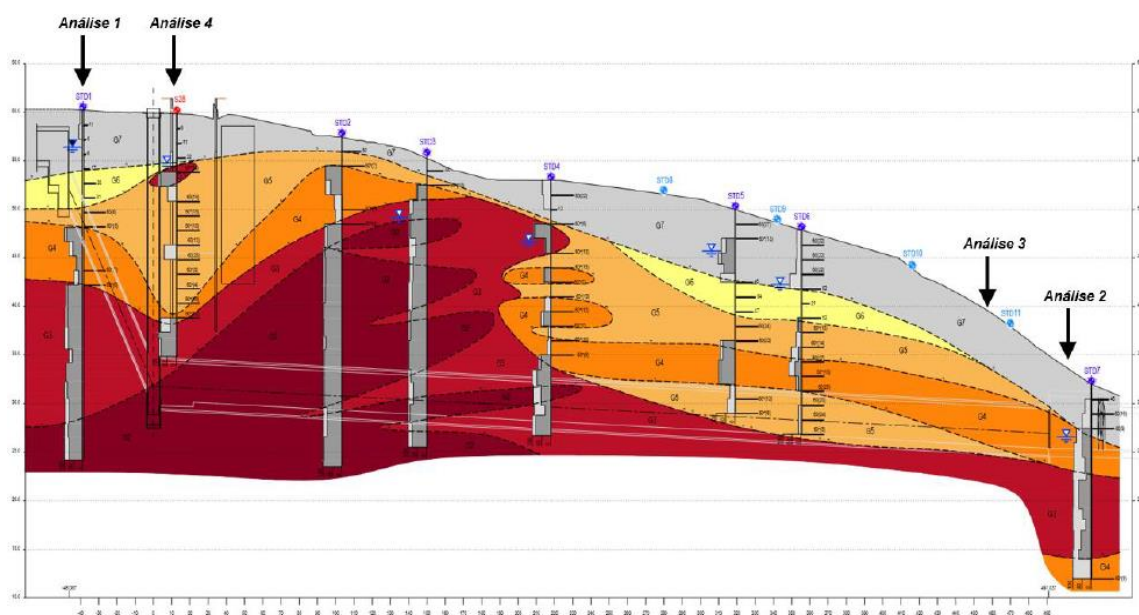


Figura 3.20. Localização das análises no perfil longitudinal da estratificação do solo [39].

Este foi fundamentado num modelo elástico linear plástico perfeito, com uma superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e um modelo que apresenta um fluxo não-associado, da mesma forma como aplicou-se no Túnel em Escada. Ademais os cálculos com o revestimento provisório foram executados como não drenados, e para os cálculos com o revestimento definitivo considerou-se que o nível freático não foi rebaixado, assumido a 1m acima do nível obtido nas sondagens e nos piezómetros instalados próximos às secções propostas, deste modo com a tabela 3.2 apresenta-se, simplificada, as fases de cálculo consideradas no projeto.

Tabela 3.2. Fases de cálculo considerados no projeto de execução [39].

	Análise 1	Análise 2	Análise 3	Análise 4
Sequência executiva considerada em cálculo	Definição da malha de diferenças finitas e aplicação das tensões de campo. As tensões verticais são resultados da ação da aceleração da gravidade, as tensões horizontais nas duas direções são resultados do efeito das tensões verticais afetadas de k_0 . As deformações decorrentes da aplicação das tensões geostáticas são anuladas, visto que ocorreram durante a formação do maciço e antes do início das obras.			
	Aplicação das sobrecargas de superfície			
	Escavação da seção plena			
	50% - Abóbada	50% - Abóbada	50% - Abóbada	50% - Abóbada
	80% - AIP	80% - AIP	80% - AIP	80% - AIP
	Aplicação do revestimento provisório em betão projetado ($E=20\text{GPa}$) e retirada total do alívio de tensões			
	Aplicação do revestimento definitivo em betão moldado ($E=26\text{GPa}$). Imposição do impulso hidrostático, nível freático restituído mais 1 metro.			
	-	-	-	Escavação das camadas superficiais correspondentes à escavação da Estação Liberdade

Finalmente na estimativa dos assentamentos à superfície foi analisado, com o programa FLAC, as curvas de assentamentos e a percentagem de perda do solo para a metodologia construtiva e elementos propostos, assim optou-se por considerar que as curvas de assentamentos relativa a perda de solo é de 0,5%, não obstante a Análise 2 foi proposta com 1,0%.

3.5.2.1. Resultados dos esforços no maciço

- Análise 1

- Revestimento Provisório,

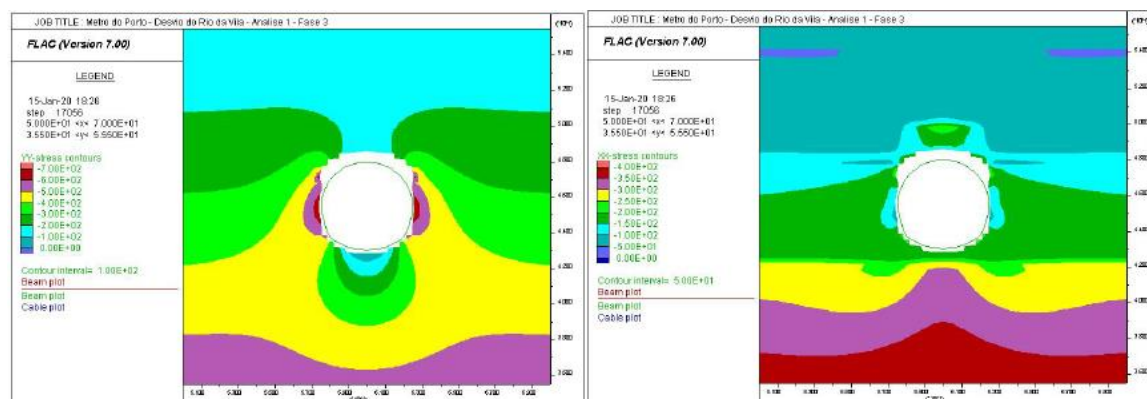


Figura 3.21. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 1 com revestimento provisório [39].

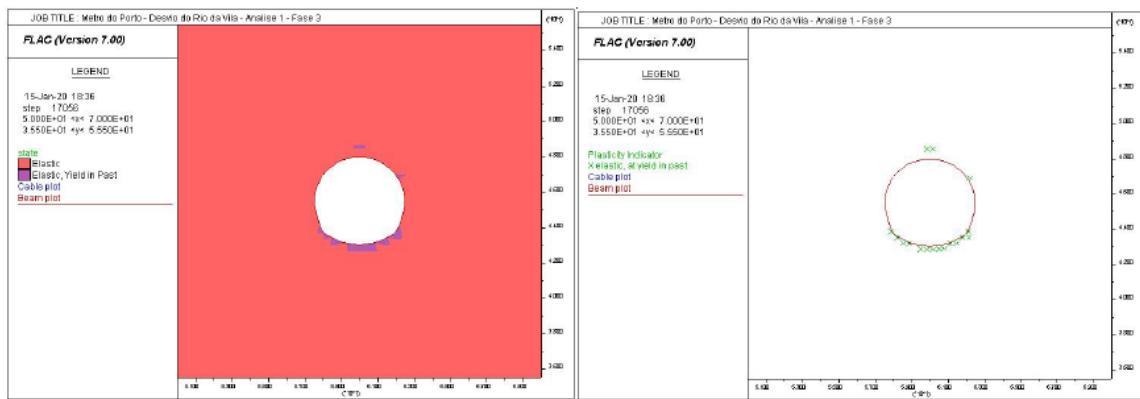


Figura 3.22. Plastificação – Análise 1 com revestimento provisório [39].

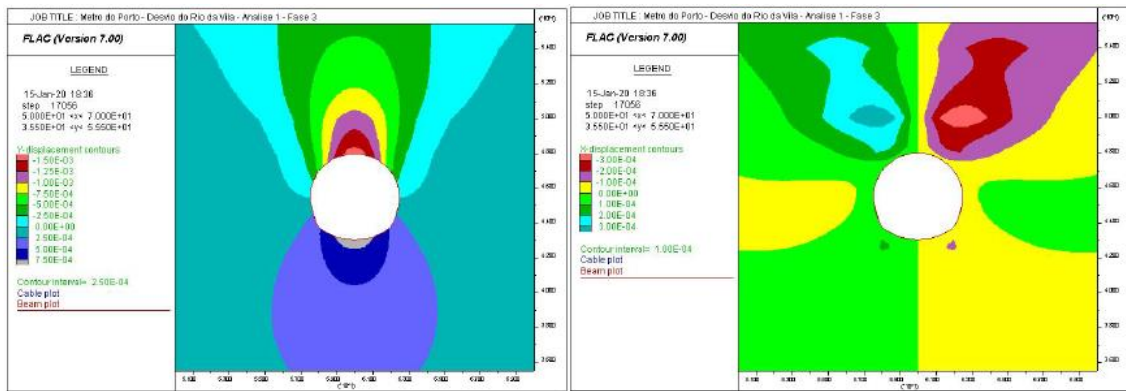


Figura 3.23. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) –Análise 1 com revestimento provisório.

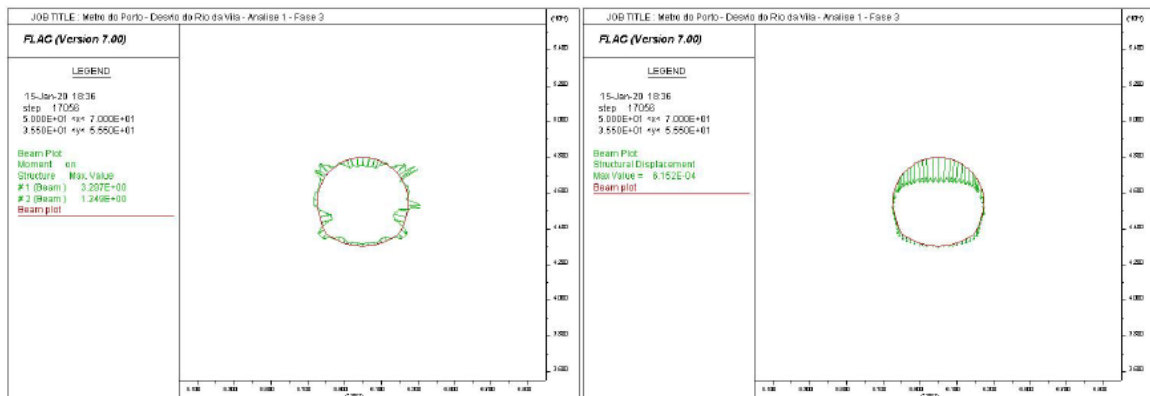


Figura 3.24. Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 1 com revestimento provisório [39].

- Revestimento definitivo,

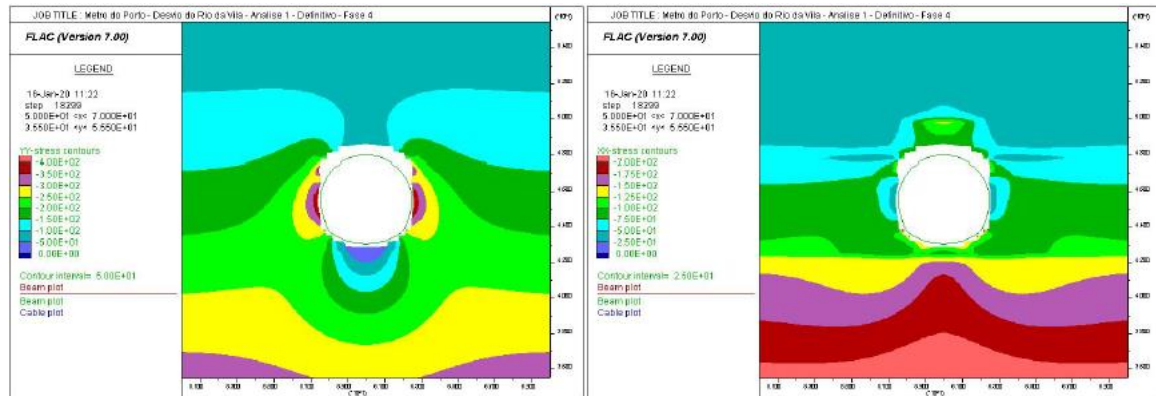


Figura 3.25. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 1 com revestimento definitivo [39].

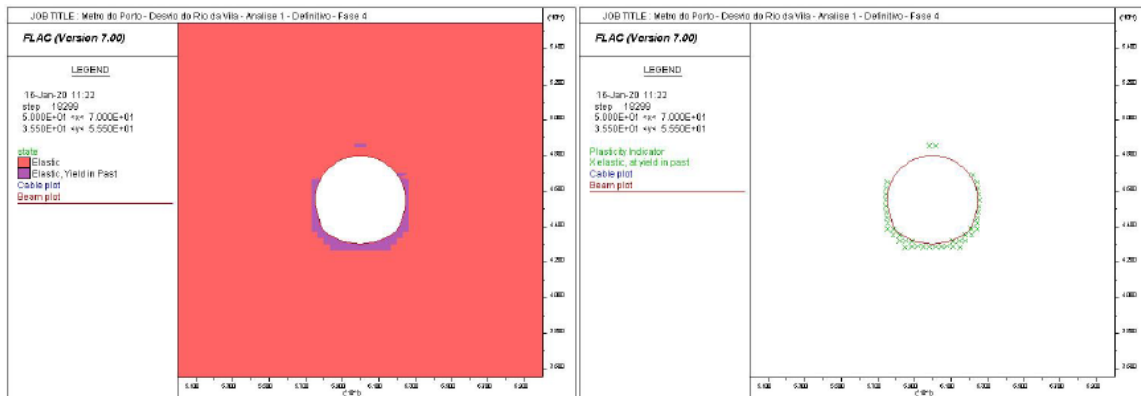


Figura 3.26. Plastificação – Análise 1 com revestimento definitivo [39].

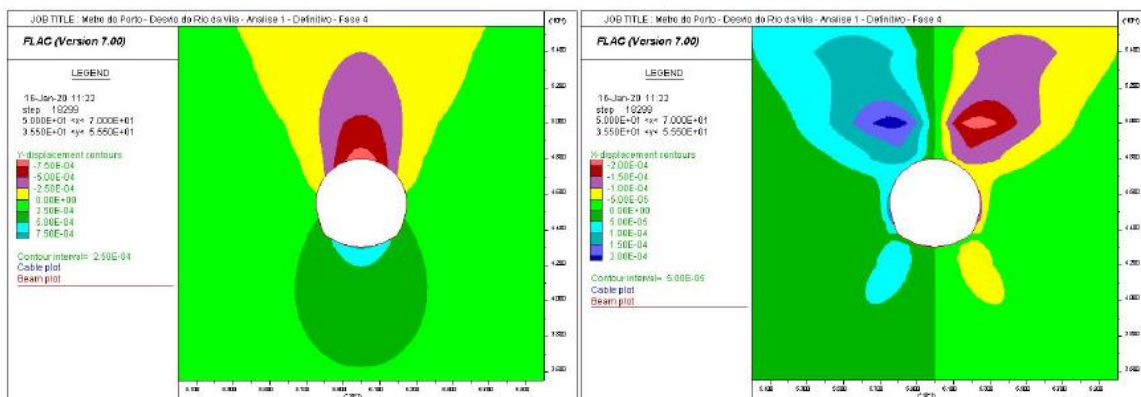


Figura 3.27. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) – Análise 1 com revestimento definitivo [39].

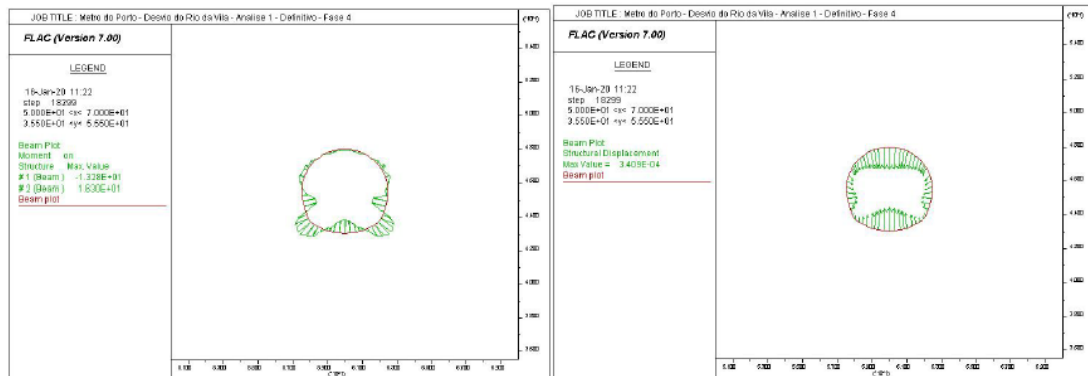


Figura 3.28. Momento Fletor (kNm) / Deslocamentos na estrutura (m) – Análise 1 com revestimento definitivo [39].

- Análise 2

- Revestimento Provisório,

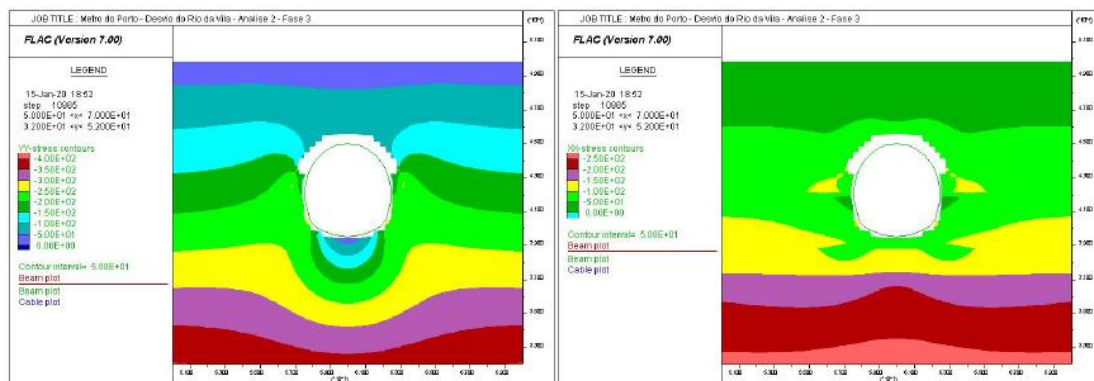


Figura 3.29. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 2 com revestimento provisório [39].

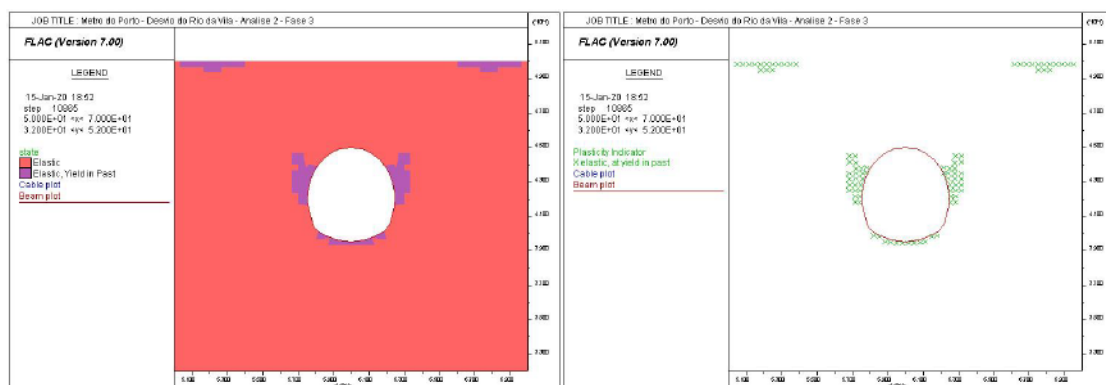


Figura 3.30. Plastificação – Análise 2 com revestimento provisório [39].

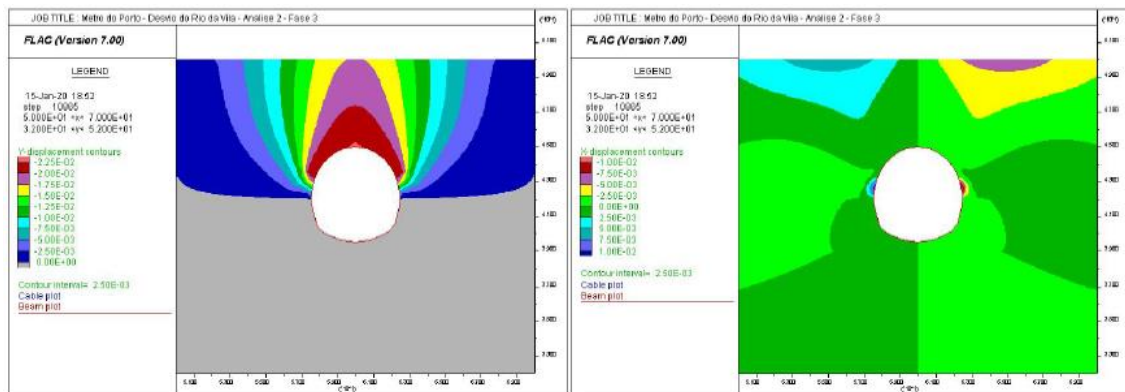


Figura 3.31. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) –Análise 2 com revestimento provisório [39].

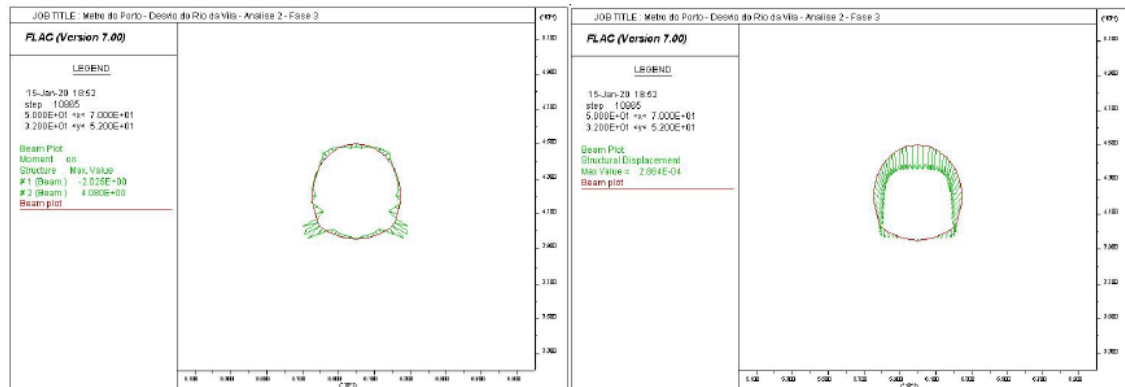


Figura 3.32. Momento Fletor (kNm) / Deslocamentos na estrutura (m) – Análise 2 com revestimento provisório [39].

- Revestimento definitivo,

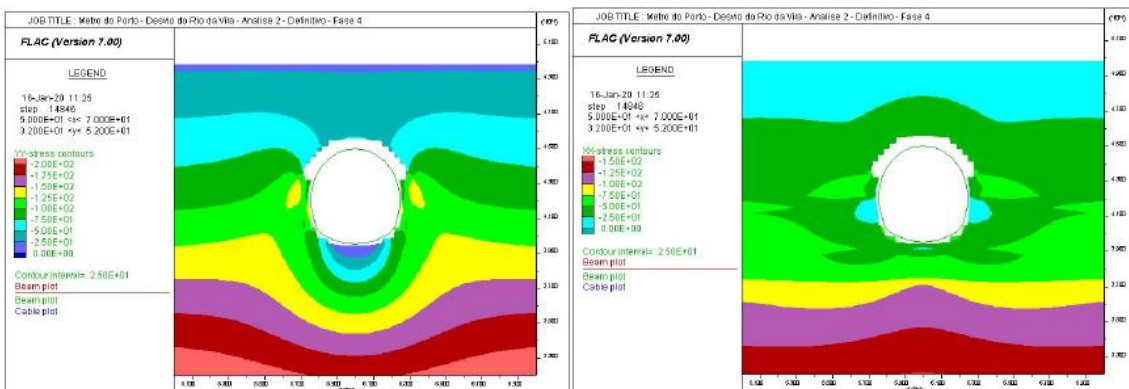


Figura 3.33. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 2 com revestimento definitivo [39].

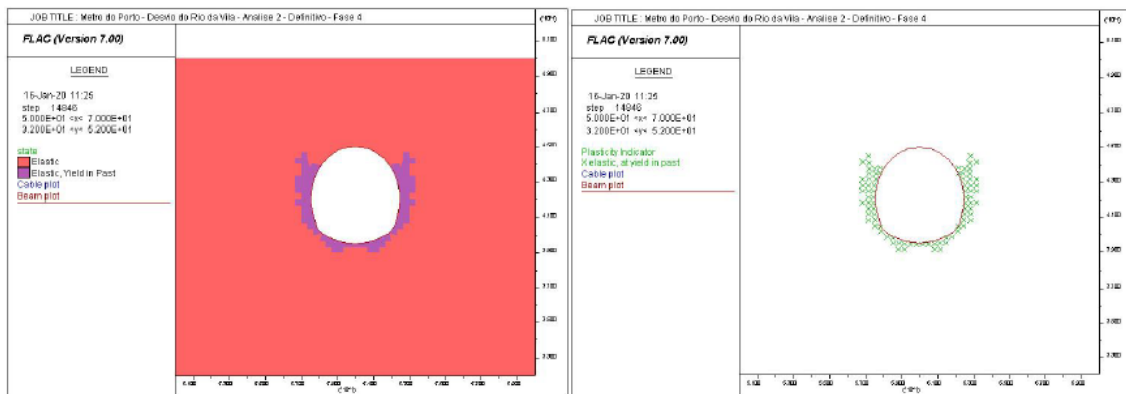


Figura 3.34. Plastificação – Análise 2 com revestimento definitivo [39].

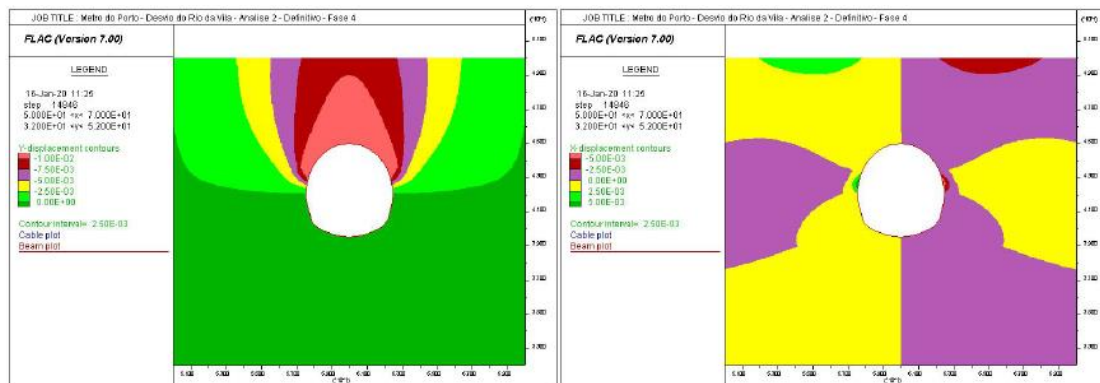


Figura 3.35. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) – Análise 2 com revestimento definitivo [39].

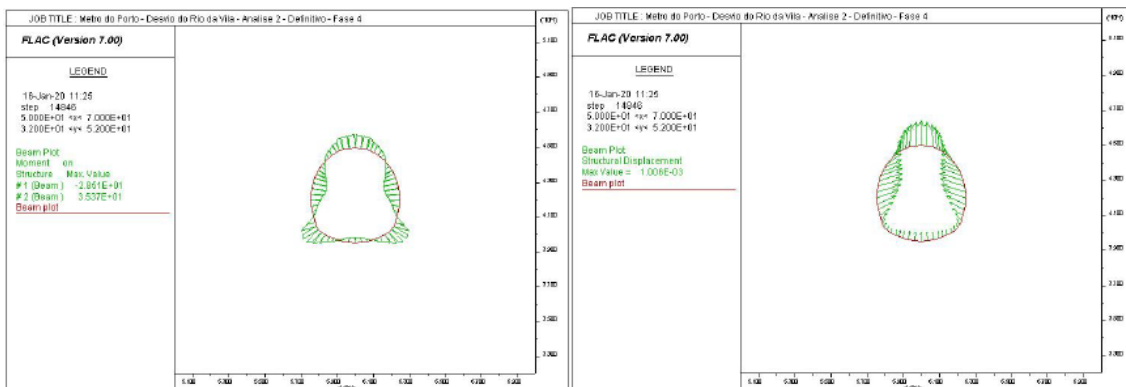


Figura 3.36. Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 2 com revestimento definitivo [39].

- Análise 3

- Revestimento Provisório

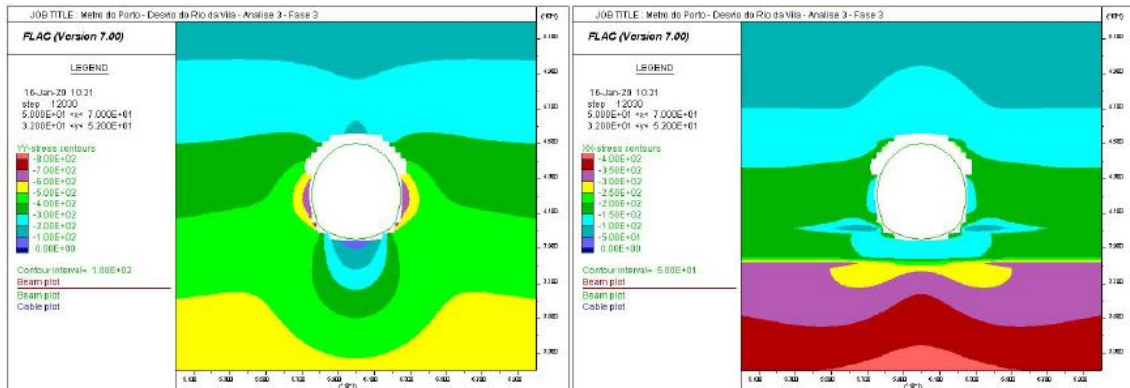


Figura 3.37. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 3 com revestimento provisório [39].

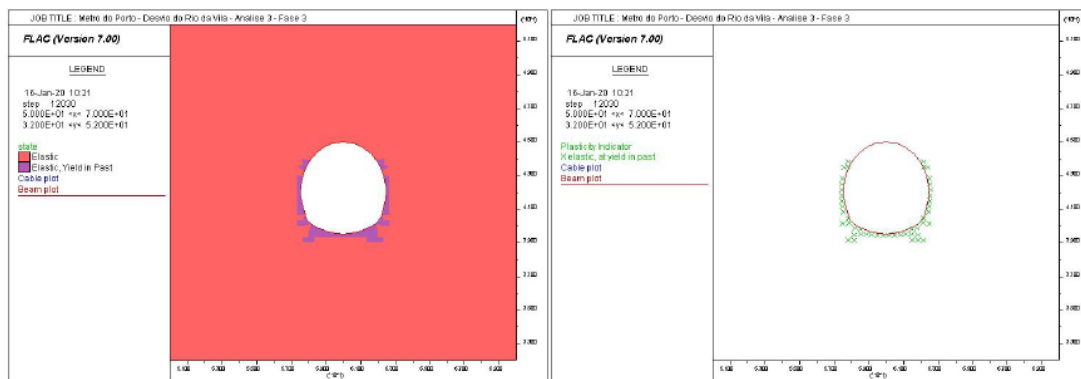


Figura 3.38. Plastificação – Análise 3 com revestimento provisório [39].

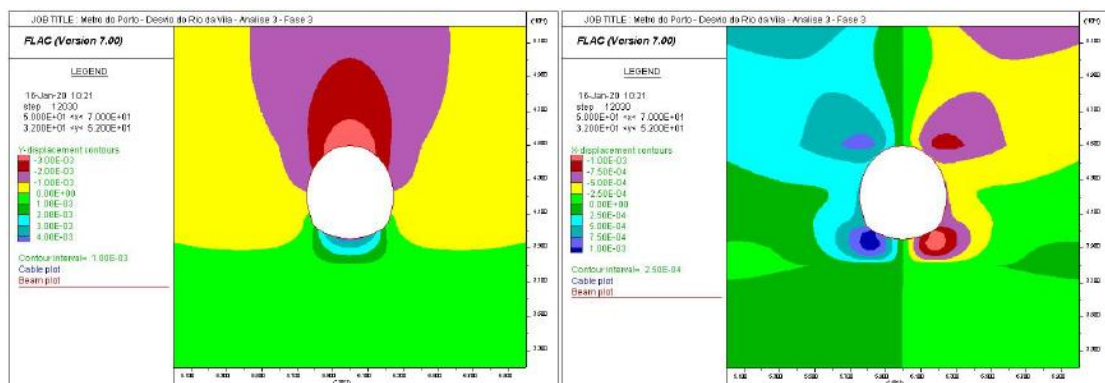


Figura 3.39. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) –Análise 3 com revestimento provisório [39].

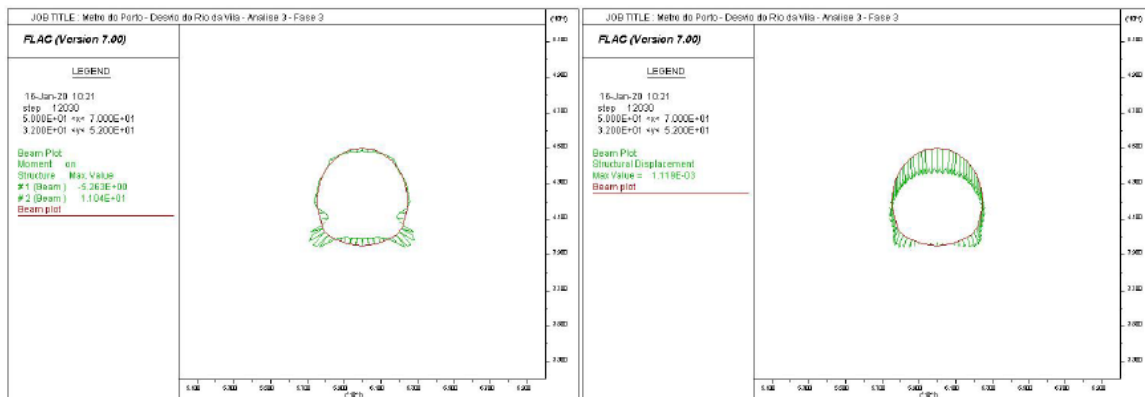


Figura 3.40. Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 3 com revestimento provisório [39].

- Revestimento definitivo

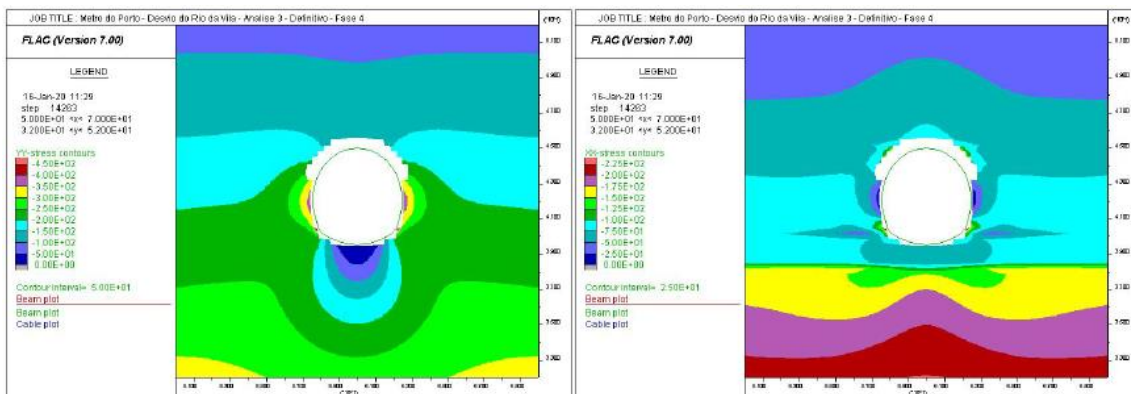


Figura 3.41. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 3 com revestimento definitivo [39].

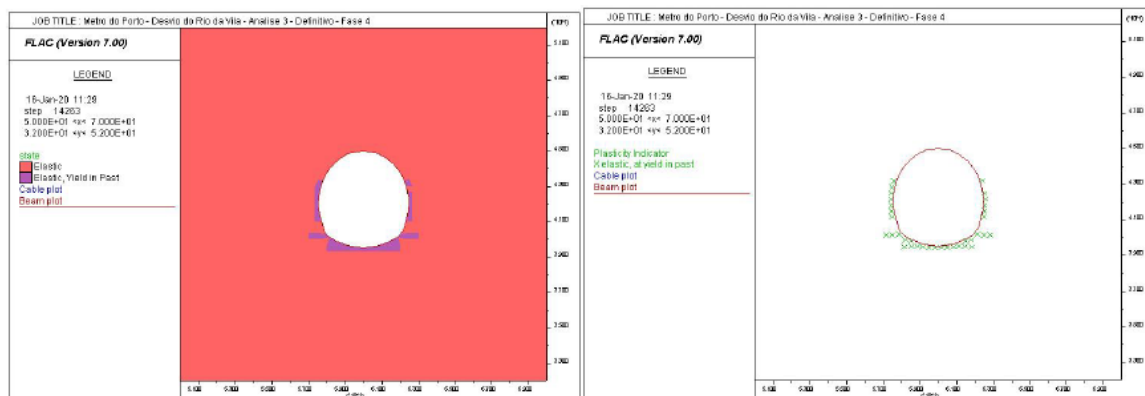


Figura 3.42. Plastificação – Análise 3 com revestimento definitivo [39].

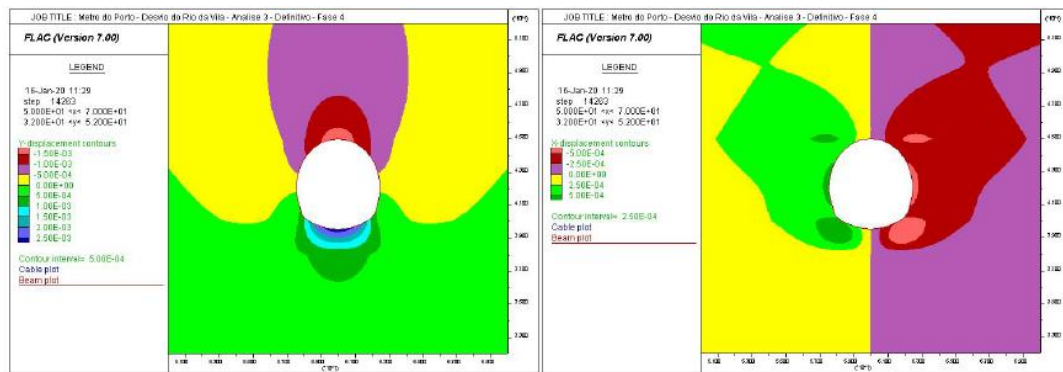


Figura 3.43. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) – Análise 3 com revestimento definitivo [39].

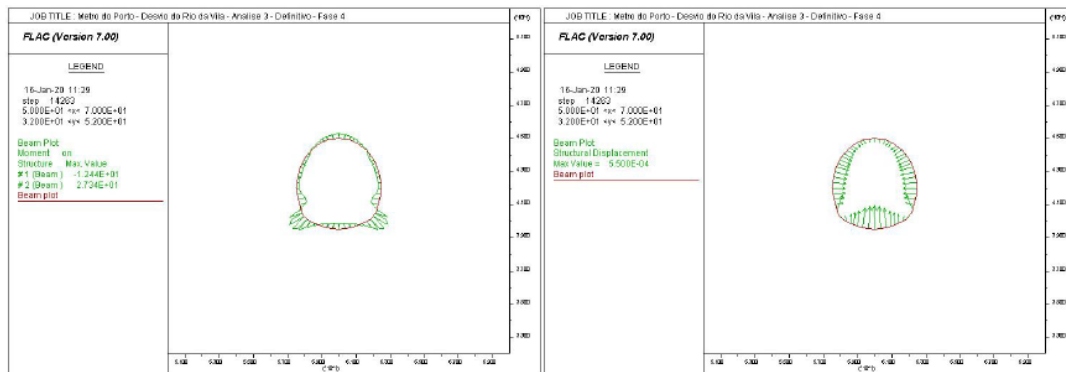


Figura 3.44. Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 3 com revestimento definitivo [39].

- Análise 4

- Revestimento Provisório

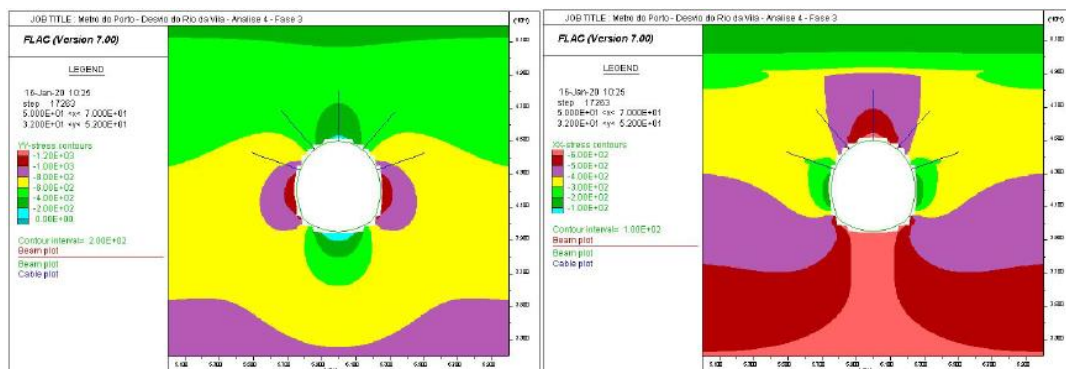


Figura 3.45. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 4 com revestimento provisório [39].

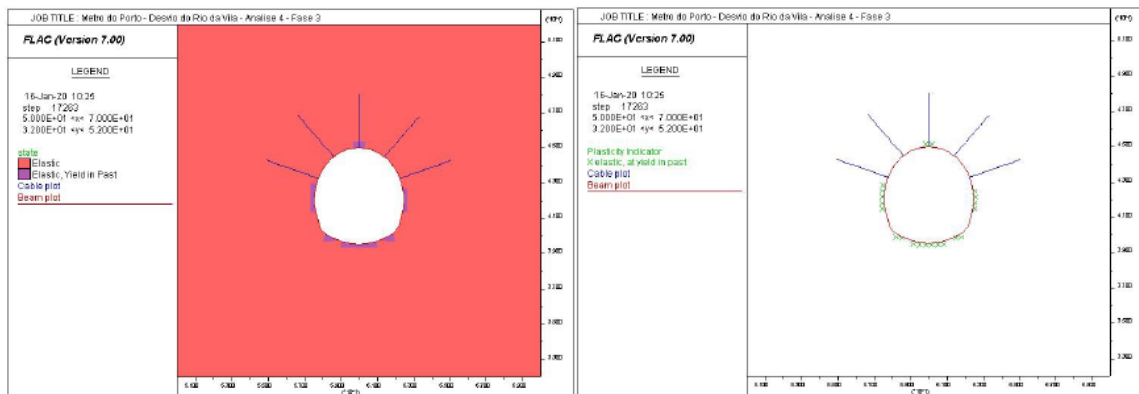


Figura 3.46. Plastificação – Análise 4 com revestimento provisório [39].

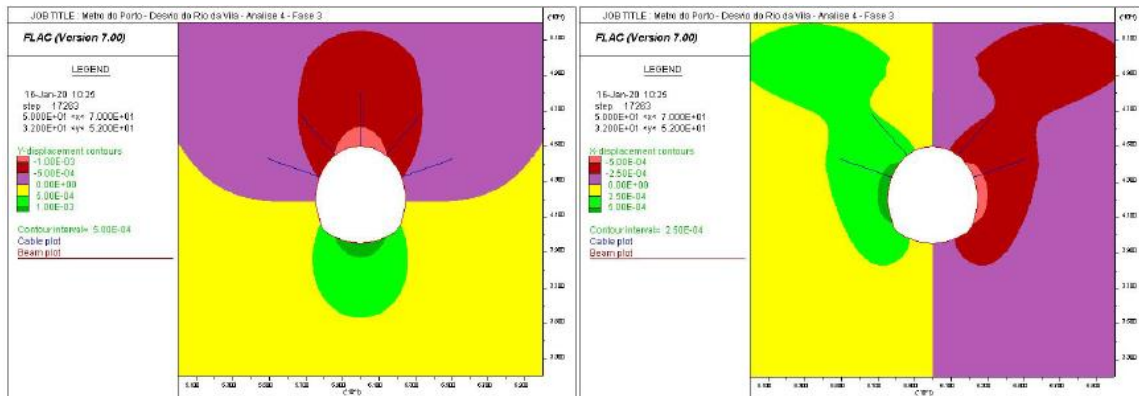


Figura 3.47. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) –Análise 4 com revestimento provisório [39].

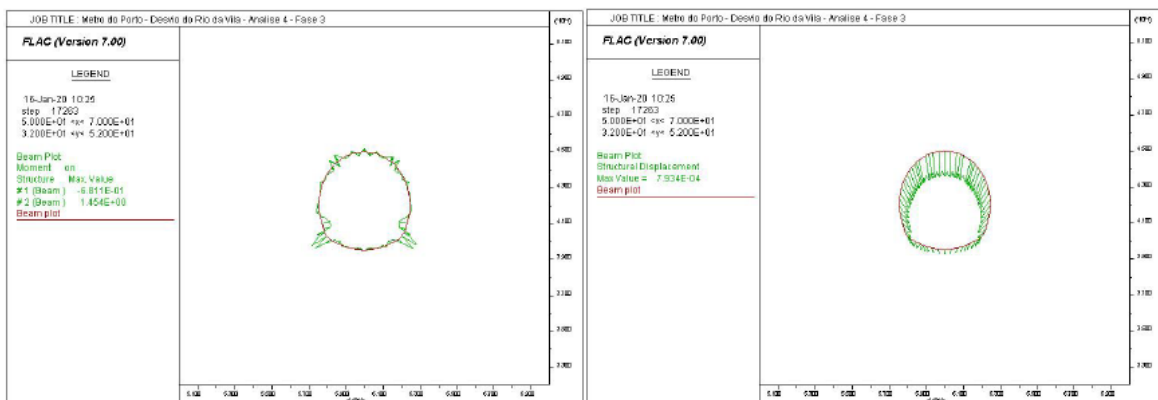


Figura 3.48. Momento Fletor (kNm) / Deslocamento na estrutura (m) – Análise 4 com revestimento provisório [39].

- Revestimento definitivo

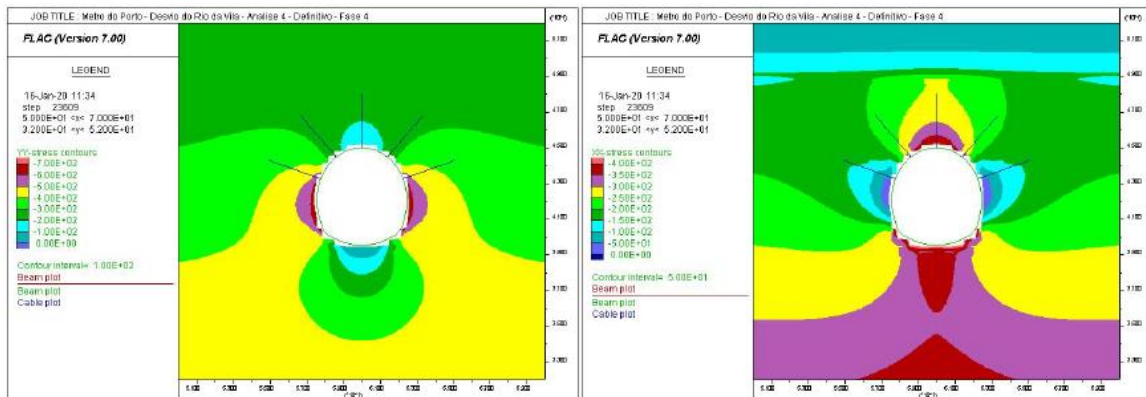


Figura 3.49. Tensões Verticais / Horizontais (kPa) – Análise 4 com revestimento definitivo [39].

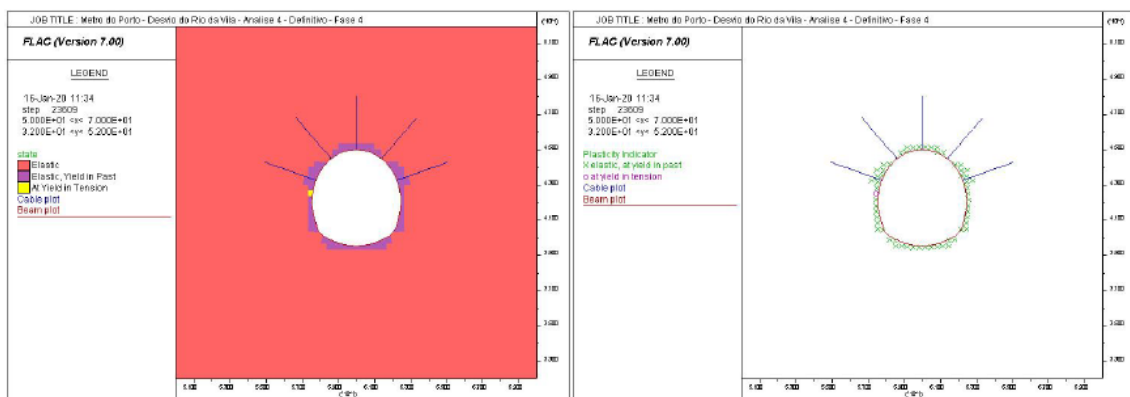


Figura 3.50. Plastificação – Análise 4 com revestimento definitivo [39].

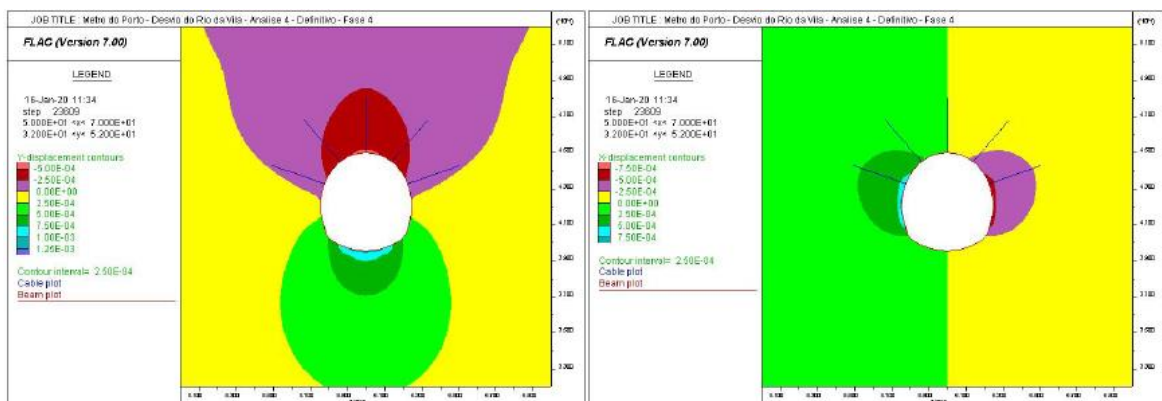


Figura 3.51. Deslocamentos Verticais / Horizontais(m) – Análise 4 com revestimento definitivo [39].

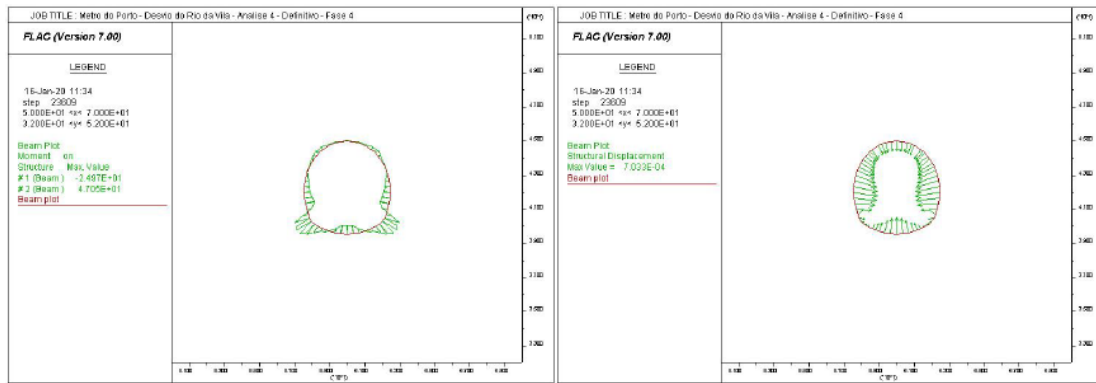


Figura 3.52. Momento Fletor (kNm)/Deslocamento na estrutura (m) – Análise 2 com revestimento definitivo [39].

3.5.2.2. Resultados dos assentamentos na superfície

- Análise 1

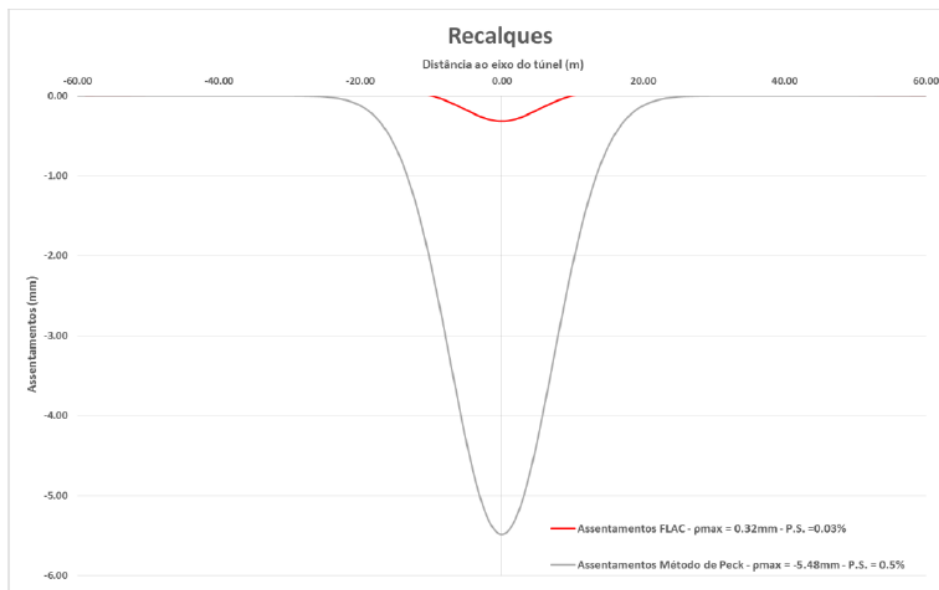


Figura 3.53. Curvas de assentamentos com o FLAC e pelo Método de Peck – Análise 1 [39].

- Análise 2

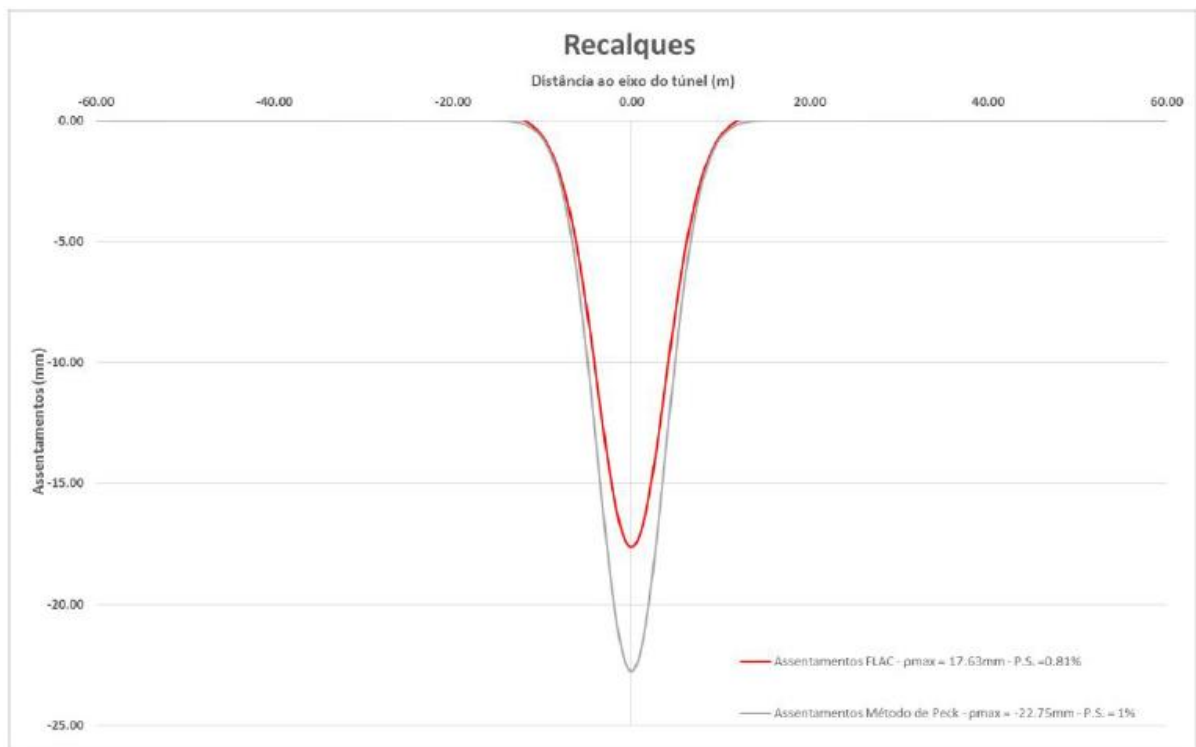


Figura 3.54. Curvas de assentamentos com FLAC e pelo Método de Peck – Análise 2 [39].

- Análise 3

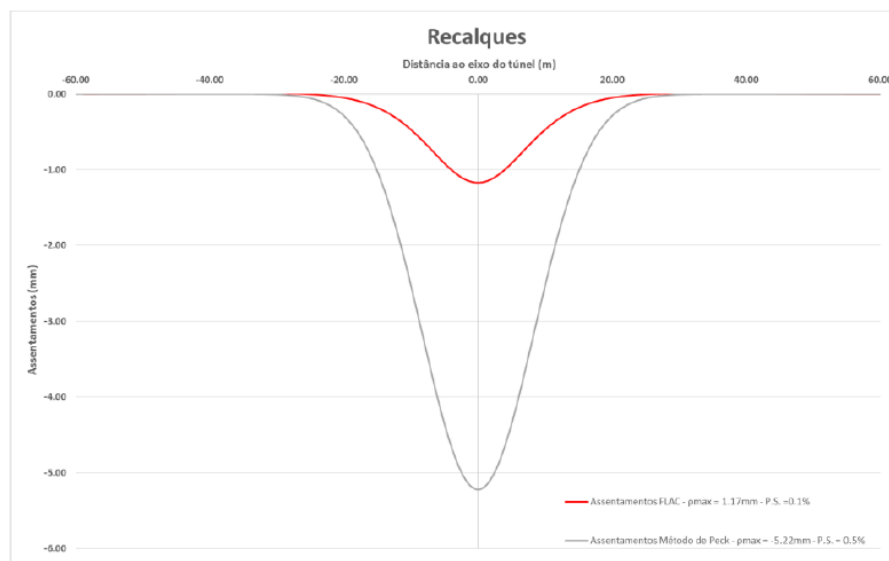


Figura 3.55. Curvas de assentamento com o FLAC e pelo Método de Peck – Análise 3 [39].

- Análise 4

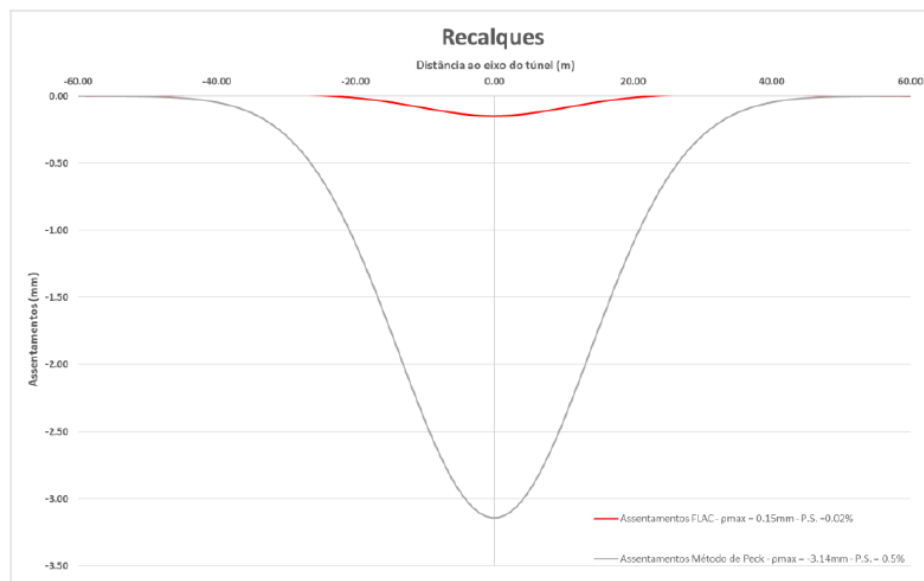


Figura 3.56. Curvas de assentamentos com o FLAC e pelo Método de Peck – Análise 4 [39].

Assim, foi concluído no projeto de execução os mapas de estimativa de assentamentos com a figura 3.57 e 3.58 representada em mm e o mapa de distorções com a figura 3.59 e 3.60 com os resultados em m, onde os assentamentos não levam em consideração imprevistos geológicos, existência de vazias que não foram encontrados nos estudos e de falhas construtivas.

Também as estimativas dos assentamentos executaram-se para uma situação a favor da segurança sem a consideração da influência das fundações dos edifícios, já que percebe-se que as fundações dos edifícios podem conferir estabilidade e rigidez no maciço.

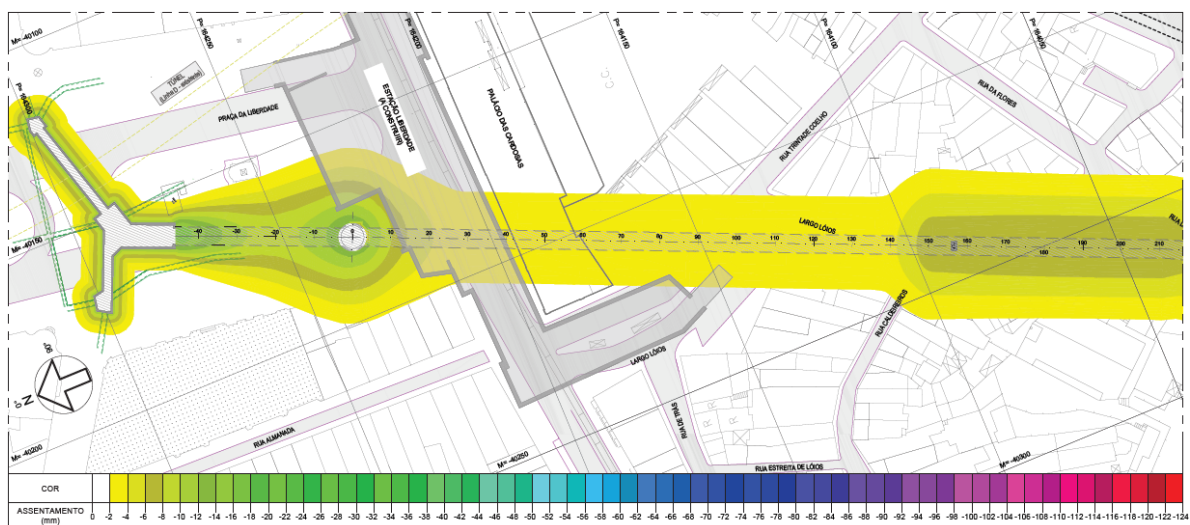


Figura 3.57. Mapa de assentamentos à superfície – 1 [39].

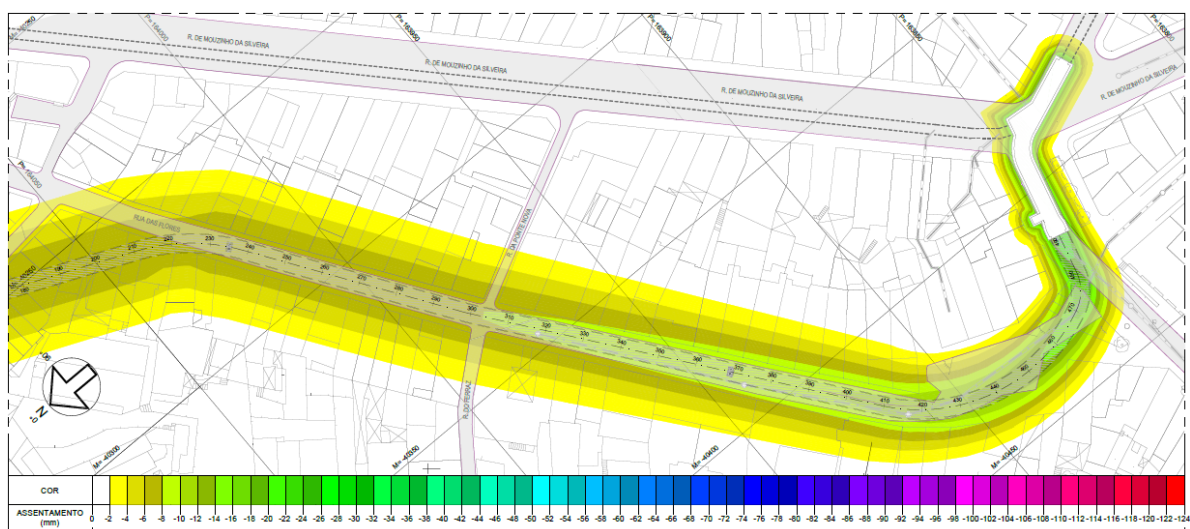


Figura 3.58. Mapa de assentamento à superfície – 2 [39].

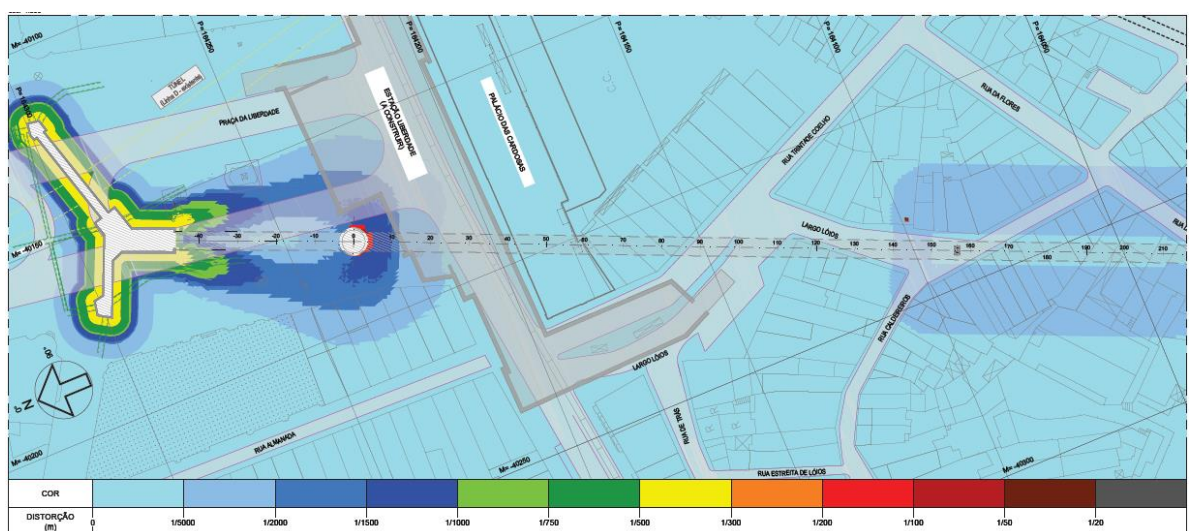


Figura 3.59. Mapa de distorções – 1 [39].

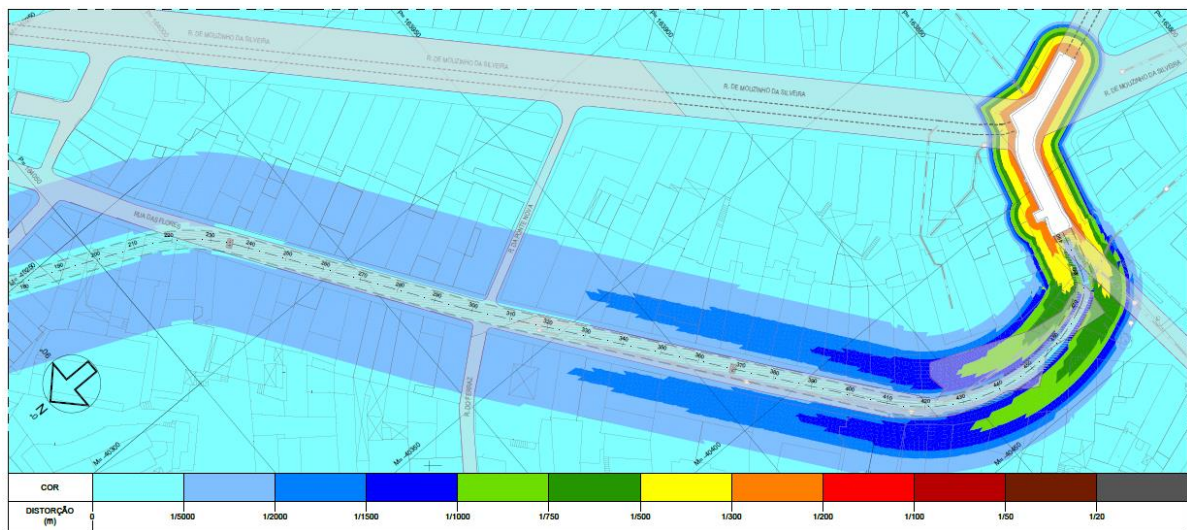


Figura 3.60. Mapa de distorções – 1 [39].

4

MONITORIZAÇÃO EM OBRAS GEOTÉCNICAS

4.1. ENQUADRAMENTO

No projeto de execução, como foi referido no capítulo anterior, face às dificuldades e à complexidade do comportamento do maciço e da estrutura, enquanto esta última for executada, representa mais como um anteprojecto que permitirá dar uma orientação inicial à empreitada, de modo a ser muitas vezes reformulado e acompanhado, em fase construtiva, por um plano de observação das grandezas, também chamado por plano de instrumentação, que mediante o uso de equipamentos permita avaliar e monitorizar características dos maciços, dos elementos propostos e das estruturas críticas nas vizinhanças que foram obtidas por o levantamento patrimonial efetuado na zona influenciada pelo túnel, tornando-se parte integrante nos projetos geotécnicos e sendo apoiando no método observacional. Este baseia-se em procedimentos empíricos de natureza sensorial fundamentados em reavaliar e reajustar, com o evoluir da obra, os valores limites das variáveis controladas por meio do uso de equipamentos, importante em obras subterrâneas em meios urbanos.

A monitorização das obras geotécnicas permitirá, através da instrumentação, medir grandezas que possam traduzir o comportamento real do maciço e das estruturas, atendendo às opções técnicas efetuadas. As medições que se prevêem podem ser manuais, embora hoje em dia sejam frequentemente usados meios de monitorização contínuos, tais como as Estações Totais Robotizadas (ETR).

O plano de monitorização baseia-se num processo iterativo que permite otimizar a concepção construtiva e estrutural dos elementos e a gerir de forma metodológica processo construtivo no decurso das diversas fases dos trabalhos, sempre na perspectiva de estabilizar os maciços e, por conseguinte, as edificações interessadas pela obra. Assim, ressalta-se como principais objectivos:

- Avaliar a segurança da estabilidade na frente de escavação das obras subterrâneas, nas edificações e nas instalações próximas à obra;
- Comparar as hipóteses de projeto com o comportamento observado;
- Contribuir para o melhoramento no conhecimento da compreensão dos fenómenos envolvidos e da eficácia de novas técnicas e tecnologias construtivas, projectadas e empregues na zona de implantação.

As grandezas medidas são dependentes de diversos factores como são as condições do solo e ambientais da zona de implantação, o desempenho da instrumentação, os custos, a vida útil do aparelho e até o tipo de armazenamento de dados recolhidos. Portanto, o plano de observação é focado nos parâmetros críticos que foram identificados no estudo geológico-geotécnico e no Projeto de Execução.

Percebe-se que o comportamento dos maciços abrange diversos parâmetros que podem ser muitas vezes avaliados com os mesmos equipamentos, mas sempre será conveniente ter informação redundante de instrumentação que permita confirmar os dados e poder suplantar resultados de algum equipamento que apresente eventualmente deficiente funcionamento.

Neste capítulo, inicialmente, serão identificadas a instrumentação prevista em obras geotécnicas, fazendo ênfase às obras de túneis, no que se refere às funções, aos diferentes tipos de instrumentação, a uma análise da localização em obra e às condicionantes técnicas na instalação dos equipamentos.

Mais à frente desenvolve-se uma explicação detalhada de um método para monitorização de deformações do terreno mediante imagens tomadas por satélites, denominado por InSAR (*Interferometric Synthetic Aperture Radar*). Trata-se de uma técnica para mapear deslocamentos do terreno usando imagens de radar da superfície da Terra colectadas por satélites em órbita. A interpretação destas imagens tem evoluído muito, sendo possível hoje, com o InSAR, rastrear a deformação do terreno, particularmente na direção vertical.

Este capítulo será finalizado com uma sinopse sobre os benefícios que traz o uso desta tecnologia, assim como as desvantagens do uso destas ferramentas não convencionais em relação à instrumentação prevista para obras subterrâneas em meios urbanos.

4.2. DISPOSITIVOS DE MONITORIZAÇÃO

O plano de observação previsto para os equipamentos de monitorização, ou também denominados de instrumentação, consiste na recolha de dados que serão fundamentadas para:

- Avaliar como as soluções estruturais implementadas, incorrem em deformações no contorno das aberturas dos túneis, na superfície, nas estruturas contíguas à obra, no interior do maciço e nas tensões e forças aplicados aos suportes; e
- Avaliar o efeito das ações solicitantes, que são representadas pelas pressões das terras sobre o suporte e de água, em túneis escavados abaixo do nível freático e sem prévio rebaixamento desse lençol freático; os efeitos de percolação da água em redor da cavidade do túnel, que se relacionam com a velocidade de escoamento, podem ser avaliados através dos caudais afluídos, e pelas pressões hidrostáticas exercidas pela água sobre o revestimento impermeável.

A abertura de um túnel num maciço em equilíbrio com um estado de tensão adquirido ao longo do processo geológico e outros factores (naturais ou anisotrópicos), traduz-se, do ponto de vista mecânico, na remoção das tensões instaladas na sua superfície. Portanto, o campo de tensões no maciço envolvente é alterado o que leva à origem de movimentos dirigidos para o interior da cavidade, criando até um novo estado de equilíbrio, sendo atingido pela mobilização parcial ou

total da resistência ao corte do maciço e complementada com a intervenção da estrutura de suporte projectada.

Assim, o plano de instrumentação na obra baseia-se numa análise de resultados obtidos com programas de cálculo, hoje em dia com base em métodos numéricos baseados no Método de Elementos Finitos (MEF), no Método das Diferenças Finitas (MDF) ou outros mais recentes, como o Método dos Múltiplos Pontos (MPM – Multi-Point Method), que permitiram determinar a adequabilidade do projeto e plano proposto, também em conferir resultados previstos e os observados e previsíveis perante estes. Assim, poder-se-á prever o comportamento do maciço e das estruturas envolventes à obra e, se necessário, corrigir algum(ns) procedimento(s) projetados.

Para as obras de túneis superficiais, maiormente em zonas urbanas, é essencial desenvolver uma estimativa dos assentamentos na superfície, de forma a examinar e acautelar os possíveis danos nas estruturas e infra-estruturas na envolvente do túnel. Os danos destas edificações dependem do tipo de construção e estado de conservação das edificações, o qual é avaliado no levantamento patrimonial efetuado na zona de influência do túnel, antes da execução da obra.

Esta estimativa decorre de uma análise numérica bidimensional que logo é corrigida com métodos empíricos ou semi-empíricos, elaborados na fase de estudo prévio ou de anteprojecto. A este nível, geralmente, recorre-se à experiência própria dos projectistas e de registo conhecidos de observação de obras com características semelhantes às do projeto em estudo. Quando há falta de informação para desenvolver modelos complexos, são consideradas aproximações que deverão ser ajustadas posteriormente.

Muitas vezes, estes métodos baseiam-se na assunção de que o perfil transversal dos assentamentos à superfície tem a forma de uma curva de Gauss, também designada de distribuição normal. Esta curva tem uma dimensão que depende da dimensão da zona escavada (largura da zona de influência): A distância entre o eixo do túnel (o qual é coincidente com o eixo de simetria) e o ponto até o qual se faz sentir a deformação associada à escavação, é função de um volume estimado de deformações, também denominado de volume de subsidência (V_a), o qual estará relacionado ao volume da referida escavação no interior do túnel -solo perdido (V_p)- desde a escavação até a fase de instalação do suporte definitivo.

A estimativa deste volume pode (e deve) ser feita com recurso a funções matemáticas, considerando o assentamento máximo ao nível do eixo do túnel e a distância entre o eixo de simetria e o ponto de inflexão (i_x), também conhecido por ponto de máximo declive, Este é o ponto onde ocorre a mudança de curvatura e que, admitindo a curva de Gauss, tem um assentamento igual ao 60,6% (2/3) do assentamento máximo, conforme se representa no perfil da figura 4.1. Sendo assim, pode-se identificar a zona de maior perigo nos edifícios vizinhos, e que corresponde à área de curvatura convexa.

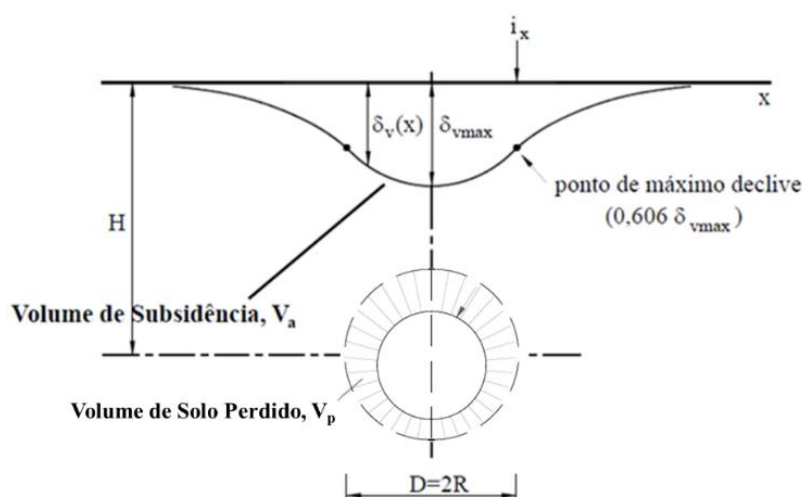


Figura 4.1. Perfil Transversal dos movimentos à superfície [7].

No processo de conceção de um projeto de monitorização, deve-se desenvolver um processo de inventariação das condições das estruturas contíguas, que condicionará a classificação do nível de monitorização. Este levantamento patrimonial permitirá o plano do sistema de monitorização adequado para cada edificação definida com a análises de risco que foi executada nas estruturas antes do início dos trabalhos, acompanhado dos desenhos de localização da instrumentação nos maciços envolventes e nas estruturas de suporte dos elementos estruturais propostos no projeto.

Desta maneira, a tabela 4.1 que foi retirada do livro “*Manual de tuneles y obras subterranas*” de Carlos López Jimeno, consiste numa tabela que apresenta um resumo da relação entre as grandezas a monitorizar e os diferentes tipos de instrumentação comumente usados nas obras de túneis.

Tabela 4.1– Correspondência entre as grandezas e a instrumentação em obras de túneis [19].

Grandezas a monitorizar		Deslocamentos Superficiais				Deslocamentos Profundos		Pressões e Cargas	
		Monitorização topográfica	Extensómetro de haste	Inclinómetro (horizontal)	Fissurómetro	Inclinómetro (vertical)	Extensómetro de sonda	Piezómetros	Células de Carga
Assentamentos	Estruturas	x	x	x					
	Terreno	x	x	x			x		
Deformações no interior do terreno	Solos (vertical)	x	x				x		
	Solos (horizontal)	x				x	x		
	Maciço	x							
	Falhas	x			x				x
Pressões	Intersticiais							x	
Cargas (sob elementos estruturais)									x

O plano de instrumentação nas obras de túneis será dimensionado atendendo às grandezas associados aos sistemas de contenção, aos maciços e às estruturas nas vizinhanças à obra, bem como as pressões exercidas pela água, como se refere na tabela. Assim, neste documento será perscrutado os objetivos dos equipamentos com as grandezas avaliadas, tipos de dispositivos existentes, posicionamento adequado na obra e considerações na instalação dos aparelhos. Portanto, de modo a facilitar uma identificação dos equipamentos, estes foram agrupados como se segue nos sub-capítulos abaixo.

4.2.1. NO MACIÇO A PARTIR DA SUPERFÍCIE

Para esta divisão serão considerados os equipamentos que permitam medir as deformações e os assentamentos que ocorrem no interior do maciço até à superfície, incluindo os aparelhos que determinam as pressões aplicadas pelo maciço no sistema de suporte e os dispositivos que medem as pressões hidrostáticas intersticiais.

4.2.1.1. Extensómetros

Estos equipamentos têm como principal objetivo monitorizar as tensões e as deformações mecânicas com leituras realizadas através de um deflectómetro analógico ou digital com um mostrador ou por leituras à distância com as ETR, podem ser simples ou multiponto selados nas estruturas metálicas ou também ancorados ao elemento estrutural ou directamente ao maciço.

Hoje em dia, existem diferentes tipos de extensómetro preparados para cada tipo de exigência e necessidade no projecto, desde extensómetros de barra, magnéticos, Sondex, com corda vibrante, mecânicas até aos eléctricos, para o qual a orientação dada gerará parâmetros e metodologias de análises diferentes, tendo por diferença os custos e a precisão entre os tipos de dispositivos.

Um dispositivo que é constituído por uma cabeça de leitura e barras ou fios tensionados com pontos que irão ser fixados no maciço ou na estrutura metálica, neste último por método indirecto, permitindo a monitorização das tensões nas ancoragens, dos elementos pós-tensionados (pregagens), das escoras de escavação e das deformações do maciço ou de um sistema de contenção.

Estes equipamentos possuem intervalos de leituras maiores ou iguais a 100mm e quando for preparado para leituras realizadas de forma mecânica, pode ser feito através de um comparador digital, enquanto um dispositivo com leitura eléctrica vem equipado com sensores de deslocamentos indutivos (transdutores extensiométrados), acompanhado com sensores térmicos que permitem corrigir os efeitos de variações de temperaturas no decurso do tempo de leitura.

Estos aparelhos podem medir deslocamentos longitudinais relativos quando a cabeça do furo ou uma das ancoragens estiver a uma distância significativa do ponto em análise, com os dados obtidos analisados como deslocamentos absolutos.

A sua instalação pode ser colada nas peças metálicas da estrutura de suporte ou seladas a partir de sondagens de furo aberto com a caixa metálica de protecção do furo, colocadas no fim da instalação da peça, e pernos para o nivelamento topográfico com precisão dos pontos ancorados, executadas desde a superfície ou do interior das cavidades, com um furo de diâmetro aceitável para o número de ancoragens e com o comprimento proposto para, assim que finalizado o posicionamento do dispositivo, se possa selar por meio de calda de cimento o furo, conforme se observa no esquema representativo da instalação de um extensómetro magnético na figura 4.2.

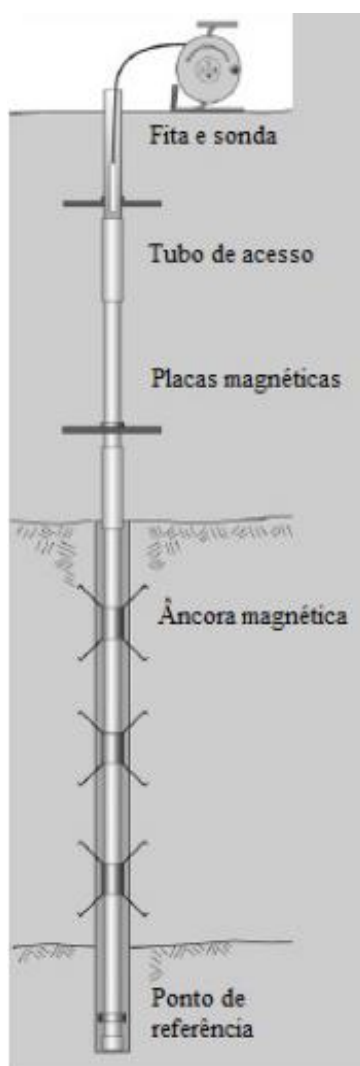


Figura 4.2. Instalação de um extensómetro magnético.

4.2.1.2. Inclínómetro

Este equipamento proporciona uma quantificação dos movimentos numa área desejada, medidos pela distorção angular de pontos consecutivos no furo, que por integração, irá estabelecer o resultado de movimentos relativos, instalados em zonas consideradas como sensíveis para estes efeitos no maciço, sendo direccionada na direcção para o qual se prevê que ocorreram as maiores deformações.

A instalação deste aparelho é materializada após a execução de um furo de sondagem, no qual será colocada uma tubagem flexível, calha inclinométrica, uma tubagem com 4 ranhuras em sentido ortogonal o que permite executar medições em duas direcções, percorrida por sensores electromagnéticos pendulares, também denominado por sonda inclinométrica ou torpedo. No espaço entre as paredes do furo e a calha inclinométrica é injectada uma calda com características semelhantes ao do terreno envolvente, de modo a não interferir na deformação do maciço. Após a selagem da calha ao terreno é introduzido o torpedo, o qual é um dispositivo com sensores pendulares numa direcção (axial) ou em duas (biaxial), que se ilustra na figura 4.3 uma interpretação simplificada desta instrumentação.

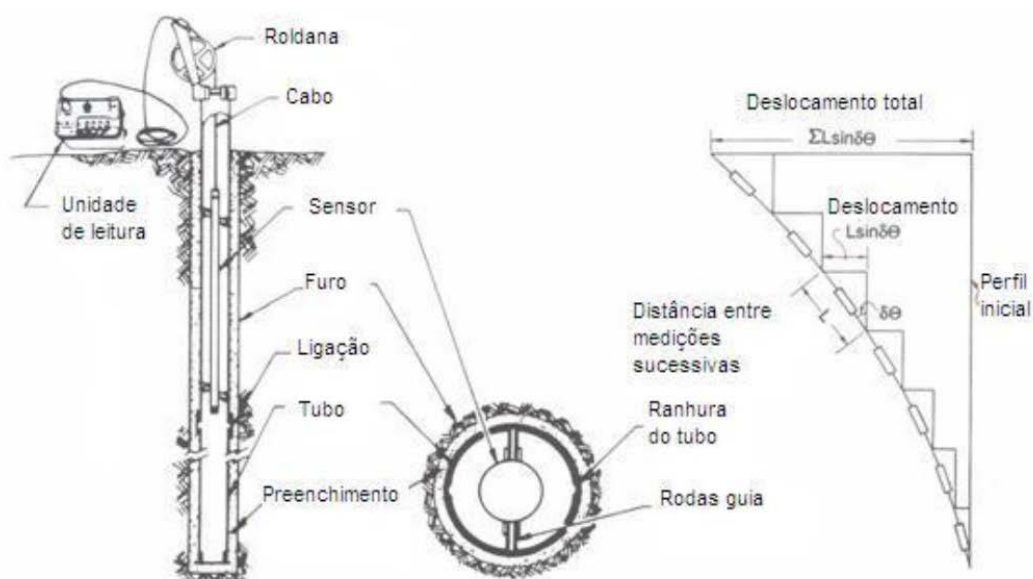


Figura 4.3. Esquematisação dos inclinómetros.

Para poder garantir uma fiabilidade nas leituras, a calha deverá ser encastrada (fixa) a calha até um maciço com boa qualidade e para túneis deverá atingir profundidades de 10m abaixo da sua soleira, sendo finalmente colocada no topo uma tampa de protecção metálica.

Os dados recolhidos são tratados, remotamente, por um software próprio que produz gráficos deslocamentos/tempo. As leituras, em geral, são feitas de 0,5 em 0,5 m (existem geralmente marcas assim espaçadas nos cabos eléctricos) com intervalos de leitura dos 500 mm aproximadamente. A interpretação dos resultados é feita incrementalmente, ou seja, são deduzidos os deslocamentos entre cada leitura anteriormente executada, com o mesmo equipamento, a mesma calibração e garantindo que o furo (a calha) não foi manipulado ou interferido por factores estranhos.

Os tubos inclinométricos podem ser instalados nos hasteais dos túneis, em furos verticais abertos a partir da superfície, por forma a obter os deslocamentos horizontais nos planos da secção transversal ou longitudinal, e também em furos horizontais na superfície, que gera medições dos deslocamentos nela. Ou mesmo no interior de uma estaca que faça parte de uma parede de contenção.

O pré-furo da sondagem deverá ser executado evitando inclinações que podem aumentar os erros do dispositivo, na figura 4.4 pode observar-se um processo de instalação de um inclinómetro, preenchido no interior da calha por água para evitar deformações da mesma enquanto for colocada a calda de cimento com betonite no furo.

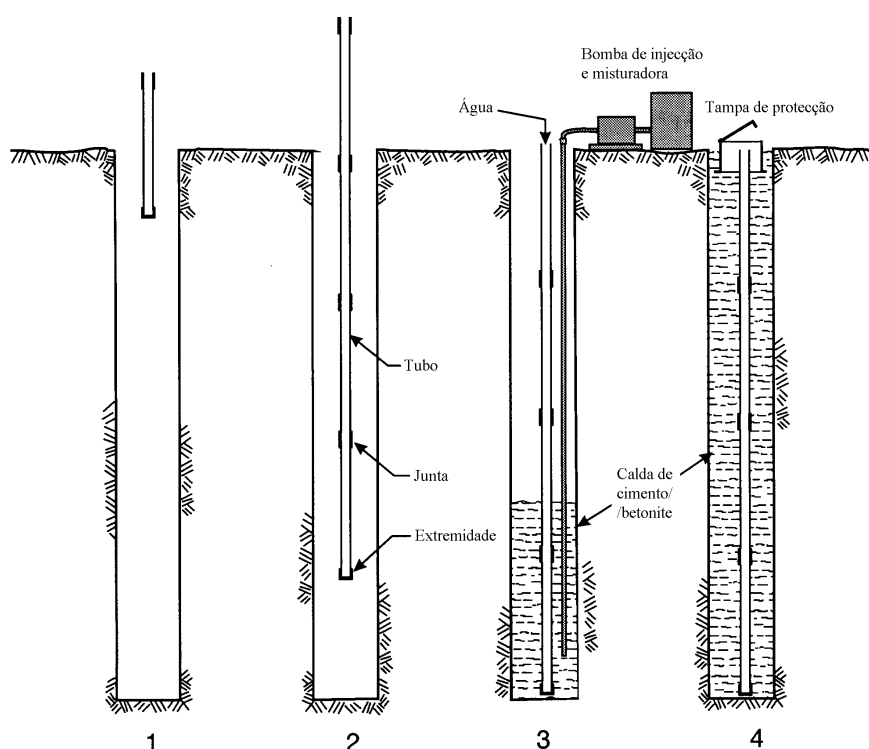


Figura 4.4. Instalação de um inclinómetro com água no interior da calha inclinométrica [6].

4.2.1.3. Piezómetro

Este equipamento é utilizado para efectuar medições de pressão hidrostática e do nível de água subterrânea para os locais de estudo. Existem diversos tipos de piezómetros que vão desde os de tubo ascendente como o piezómetro de tubo aberto ou de Casagrande, ou os compostos com diafragma como são o piezómetro de pneumático, de corda vibrante, de banda vibrante e o eléctrico, ou os hidráulicos, tendo como diferenças o tempo de recolha dos resultados, os custos de instalação e as necessidades da instrumentação no tempo.

A sua instalação consiste na aplicação de um tubo em furos de sondagem com um comprimento que pode chegar até os 30m de profundidade, esta varia para cada tipo de equipamento. Na figura 4.5 representa-se o piezómetro de Casagrande, um dos aparelhos mais usado nas obras correntes.

Quando se opta por transdutores eléctricos que ficarão instalados em determinada posição, cabos para leitura num sistema (“logger”) à superfície, a sua câmara deve ser independente dos restantes níveis. Estes devem ser previamente saturados antes de se instalar e testados antes de serem posicionados no tubo. Logo que instalados, será coberta devidamente com areia colocada com um tubo apropriado, para não alterar os resultados dos dados, sendo depois colocada uma camada de calda de bentonite que proporcionara selar a câmara de medições. No final encher o furo com calda de cimento e bentonite, colocando de seguida a tampa de protecção. Este procedimento deverá garantir que a pressão medida pelo transdutor corresponde à leitura piezométrica da cota (posição) em que o mesmo se encontra, não tendo comunicação com níveis piezométricos de outras cotas.

No caso do clássico tubo e Casagrande a selagem faz-se como ilustrado na Figura 4.5. A leitura será executada por uma sonda piezométrica associada a uma fita métrica representada na figura

4.6., permite obter informação sobre a posição do nível, ou níveis freáticos e sua variação no tempo. Essa leitura é sinalizada com o led ou um apito.

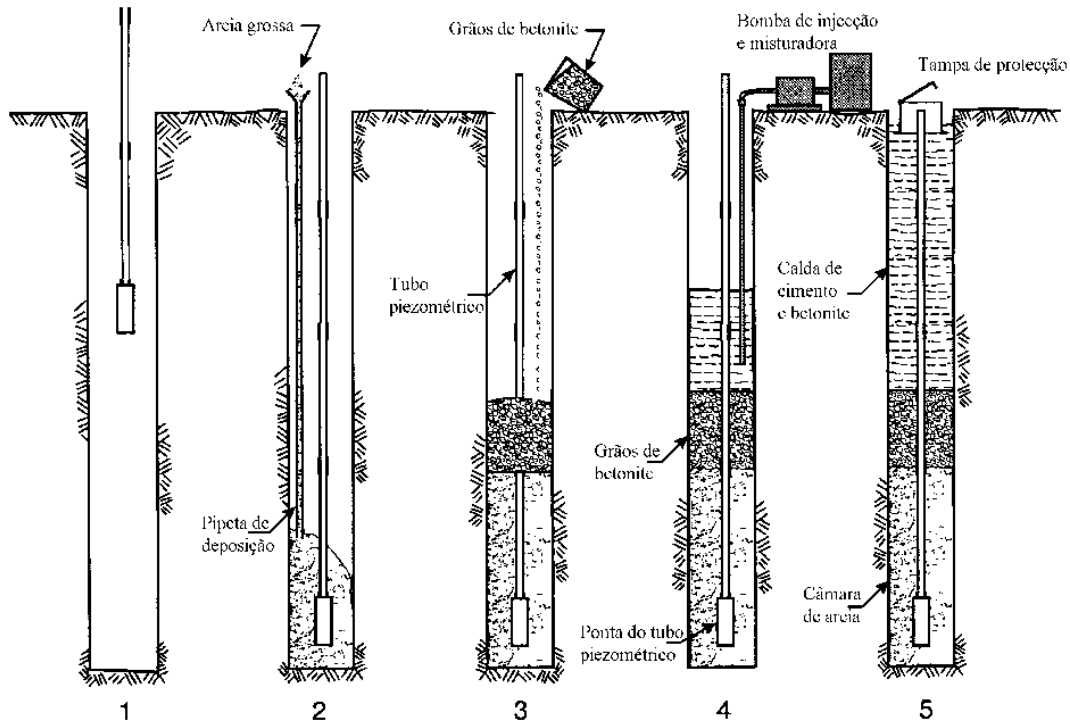


Figura 4.5. Representação da instalação de um piezômetro de Casagrande [6].



Figura 4.6. Sonda piezométrica de Casagrande.

Resultados que indiquem sinais de modificação das condições piezométricas podem levar a realização de uma intervenção da obra. Por exemplo, quando foram obtidos incrementos de pressões água neutra por baixo das fundações de edifícios deverá avaliar-se se os mesmos obrigam a projetos de estabilização, nomeadamente de tratamento e reforço para o controlo dos assentamentos, devido, por hipótese a rebaixamento do nível freático.

4.2.1.4. Marcas topográficas

Estes dispositivos, também conhecidas por marcas de superfície, são baseados em métodos topográficos constituídos por marcas de nivelamento de precisão que permitem controlar os assentamentos verticais na superfície, a leitura das marcas terá referência a leitura de um ponto fixo, localizado fora da zona de influência da obra, no qual deve ser instalada uma marca de referência que pode ser do tipo *Bench marks*, este ponto é devidamente estudado para uma zona que não ocorram deformações que iriam alterar a cota de referência.

A instalação consiste na execução de um furo onde é inserido um tubo de plástico em conjunto com um tubo de aço galvanizado, sendo fixados através de um bolbo de selagem. Na parte superior possui um suporte para apoio da mira com a elaboração duma caixa de protecção à superfície, como é representado na figura 4.7. Estes aparelhos são económicos, o que leva a ser projectadas malhas densas de marcas de forma a perfeioar os resultados. As marcas topográficas acostumam ser instalados a uma profundidade entre os 0,5 e 1,5 m, enquanto para as marcas de referência (*Bench marks*) sua instalação pode chegar a profundidades até os 30 m.

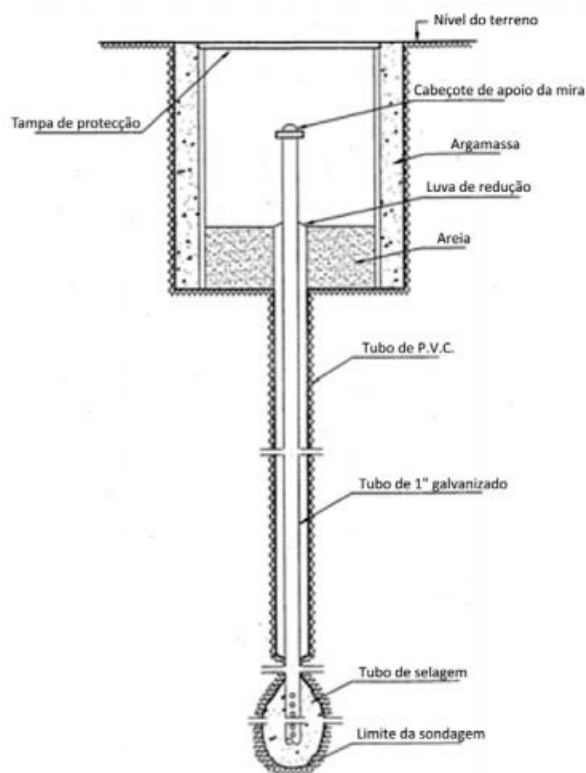


Figura 4.7. Esquematização da instalação das marcas [6].

4.2.2. NA ESTRUTURA

Agora, temos os equipamentos de controlo de deformações para o interior do túnel, antes da execução do sistema de contenção definitiva, esses dispositivos permitiram observar o comportamento do maciço e permitir controlar os fenómenos que podem ocorrer devido à execução dos trabalhos de escavação.

4.2.2.1. Convergenciómetro

As medidas mais frequentadas em obras de túneis são as medidas de convergência, habitualmente avaliadas por leituras com o uso do convergenciómetro, com medidas entre pontos da parede ou do suporte consecutivos que permitem interpretar o comportamento da obra, quer a curto, quer a longo prazo.

As leituras do aparelho fornecem elementos sobre a amplitude, velocidade de deformações e o tempo necessário para que o equilíbrio seja atingido, concluindo-se sobre a eficiência do suporte utilizado e da estabilidade das estruturas e maciços envolventes. Nos túneis as medições devem iniciar-se o mais próximo possível da frente de escavação, já que as deformações nesta área serão maiores.

Os convergenciómetros digitais de fita ou também denominados por extensómetros de fita são dispositivos utilizados para medir distâncias com precisão entre pares de pontos, deve ser fixado um ponto entre os dois de referência, para obter um valor quando for esticada a fita e assim poder comparar com os valores das leituras iniciais, na figura 4.8 observa-se os tipos de equipamentos referidos.

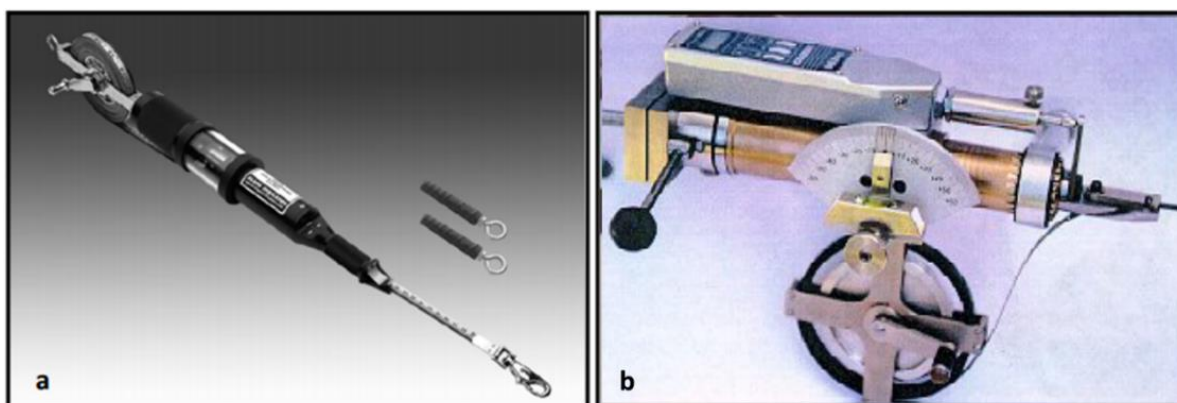


Figura 4.8. a) Extensómetro digital de fita. b) Extensómetro de fita LNEC.

Estes aparelhos podem ser de barras, fios ou invar, normalmente incluem comparados analógicos com precisão superior aos 0,1mm, é conveniente executar medições com marcas de convergência em vários pontos com direcção horizontal e inclinadas, envolvendo a localização dos pontos na abóbada e sobre os hasteais.

A observação da convergência também pode medir-se por intermédio de electrónicas, conforme identifica-se na figura 4.9, onde os pontos são armados mediante braços articulados ligados entre si, um sistema automatizado que permite a leitura quase em tempo real (de 5 em 5 segundos) representadas em gráficos deslocamento-tempo.

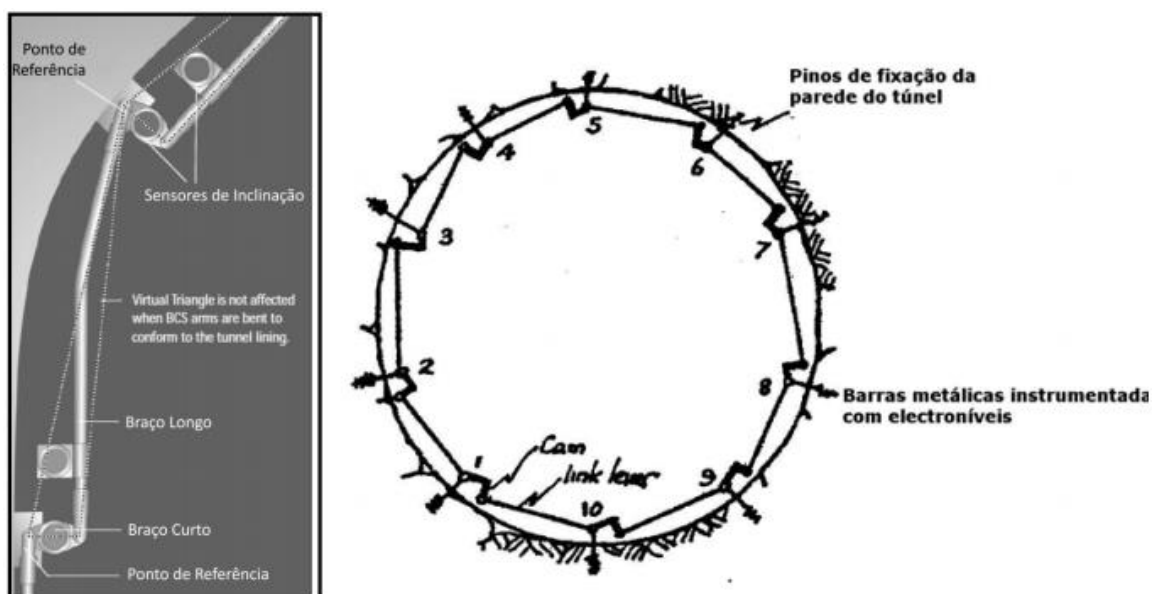


Figura 4.9. Esquematização da observação da convergência por intermédio de electróníveis [6].

4.2.2.2. Sensores ópticos

Os deslocamentos no contorno também podem ser medidos por meios topográficos, isto é, por meio de medições tridimensionais através de um sistema óptico de leituras, instalado no interior da cavidade com o uso de alvos topográficos, como ilustra-se nos exemplos da figura 4.10. De igual maneira que os convergenciómetros, estes dispositivos vão medir os deslocamentos entre pontos consecutivos no contorno da cavidade.



Figura 4.10. Exemplos de alvos topográficos para sensores ópticos.

4.2.2.3. Células de pressão

As células consistem, basicamente, em transdutores de carga que convertem as pressões em impulsos eléctricos, usadas para monitorizar as variações das tensões ou cargas, as células podem ser de pressão total para avaliação das cargas aplicadas por o maciço no revestimento ou totais de carga aplicadas em elementos como na cabeça da ancoragem, da pregagem, da escora, etc.

As células de pressão total são desenhadas para integrar-se no maciço e medir, em um plano definido, a soma da tensão efectiva normal e a pressão neutra. Tem uma forma caracterizada por duas placas de aço inox, uma de elas mais finas virada em direcção ao maciço que funciona como um sensor ou uma placa activa à pressão total, e uma membrana, muito resistente e deformável, com um espaço que será preenchido por um fluído desagregado, quer dizer um óleo fino ou uma mistura de glicol e água, sob uma alta pressão, para finalmente fazer a ligação com uma estação que irá executar as medições, conforme pode observar-se na planta exemplificativa da figura 4.11.

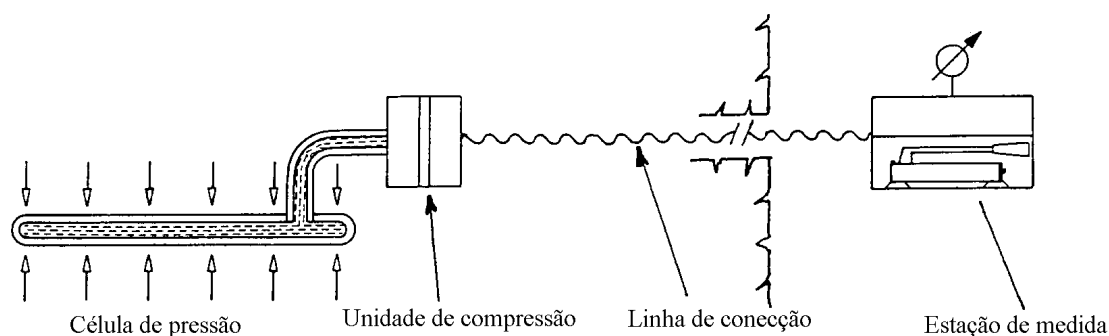


Figura 4.11. Planta esquematizada da célula de pressão total.

Na instalação destes aparelhos pode apresentar-se a possibilidade de ser executado directamente, quando temos uma granulometria bem graduado, mas quando forem solos com partículas muito grosseiras e mal graduado será necessário que a célula seja envolvida com areia bem graduada e humedecida.

No momento em que é necessário a medição integral do estado de tensão total, acostuma ser colocados 4 células para o sentido vertical, horizontal e duas a 45°. As peças, já seja os tubos e os cabos, devem estar bem compactados de modo a vala permitir colocar a camada de 10cm de areia no fundo e recobrir a célula com entre 20 e 30 cm de areia, prevendo erros nos resultados.

4.2.2.4. Células totais de carga

No caso das células de carga, são constituídos por diferentes peças que dependem de cada elemento, na figura 4.12. é ilustrado um exemplo da instalação da célula numa ancoragem, neste aparelho basicamente os ensaios contêm a aplicação de uma carga com macaco hidráulico nos elementos para logo ser monitorizado a variação de cargas com a célula.

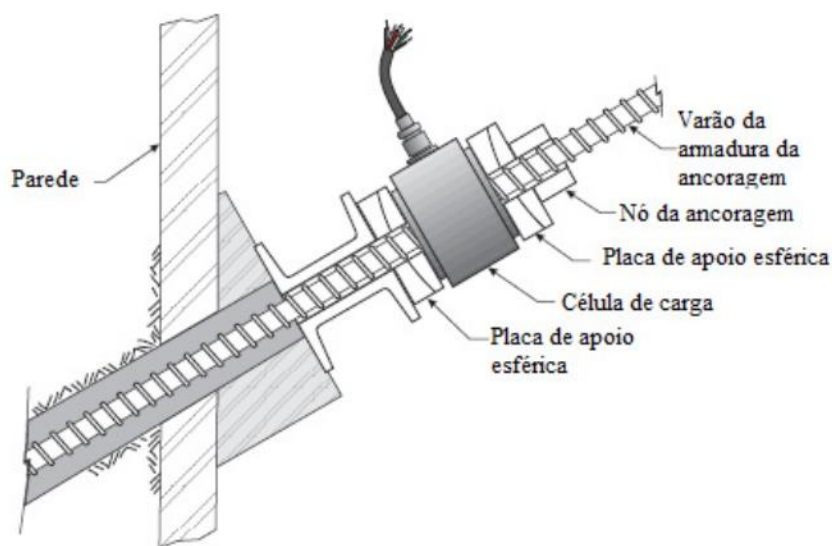


Figura 4.12. Exemplificação de célula de carga numa ancoragem [7].

Os resultados da célula são registados à medida que aumenta a carga do macaco hidráulico, para logo ser monitorizada com as variações de cargas registadas na análise do elemento, sendo assim representada uma perda de carga como uma possível falha no elemento ou na perda de material na parte posterior do muro, e com um aumento de carga pode significar que exista um subcarregamento do terreno na zona de trás do sistema de contenção ou também por que as ancoragens vizinhas estão a apresentar falhas ou até pode expressar que a parede precisa de acções para prevenir uma rotura, é sugerido que nas células colocadas nas cabeças das ancoragens antes da aplicação da carga final seja ajustado num 10% à carga.

No núcleo da célula é possível adicionar uma resistência do tipo *strain gauge* ou também chamado por extensometria, um sensor que será colocado na superfície da peça e conseguira, devido ao alongamento da superfície, gerar sinais eléctricos que serão interpretados pela placa de aquisição e transformados a valores de deformações.

Estas células, comumente, podem ser de corda colgante ou hidráulico ou eléctrico, tendo por diferença que os primeiros são instaladas com outros equipamentos com a desvantagem que devem ser analisados por separado dos resultados da resistência *strain gauge*, para os hidráulicos os quais são medidos por um manómetro de Bourdon apresentam um sistema menos rígido com menor precisão nos resultados e finalmente os eléctricos que têm como vantagem o armazenamento e análises remoto dos resultados, por meio das ETR, mas exibindo preços muito mais elevados.

4.2.3. NA ENVOLVENTE

Finalmente na classificação executada neste trabalho foi incluído uma que agrupa os dispositivos que são instalados nas estruturas dentro da zona influenciada por a execução do túnel, dependentes de uma análise de risco das edificações, e consistem em aparelhos que fazem análises das fissuras, dos assentamentos diferenciais ou totais e das deformações que podam ocorrer em edifícios ou infra-estruturas envolventes à obra.

4.2.3.1. Clinómetro

O dispositivo, conhecido em inglês por Tiltmeter, têm como principal objetivo controlar as deformações horizontais ou verticais em estruturas e maciços, executado por leituras uniaxiais, realizadas em graus, onde será necessário um ponto de referência para poder desenvolver as medições. Estes podem ser com medições manuais, conforme a figura 4.13., e por leituras digitais, ilustrado na figura 4.14., que tem como vantagem o poder medir inclinações em relação a planos horizontais ou verticais, dessa maneira as leituras são em inclinações relativas, e com resposta imediata, mas com a desvantagem de não conseguir leituras adequadas dos deslocamentos em terrenos com movimentos contínuos e não lineares, comportamentos típicos em maciços de grande desenvolvimento e flexíveis.



Figura 4.13. Clinómetro manual.



Figura 4.14. Clinómetro digital.

Com o clinómetro digital é possível usar-lho para monitorizar a estabilidade de uma zona, na qual estejam a decorrer trabalhos de escavação ou onde possa existir deflexão e/ou deformação das fachadas de um edifício, também pode ser usado para avaliar o desempenho de pontes, vigas e barragens que estejam sobre carga.

4.2.3.2. Fissurómetro

Este aparelho permite medir os movimentos relativos que ocorrem em fissuras ou fendas existentes nas estruturas envolventes. Os fissurómetros podem ser *tell-tale* ou de corda vibrante (em inglês por *Crackmeter*), a escolha do tipo de fissurómetro é dependente da acessibilidade da leitura, da precisão, da amplitude esperada de movimento e do preço, estes são lidos directamente nas suas escalas com um alcance de $\pm 20\text{mm}$ e uma precisão de $\pm 1\text{ mm}$. Os primeiros são de plástico, por isso os mais económicos, são colados com resina do tipo epoxy ou aparafusados directamente à estrutura, são permitidos medir fissuras superficiais e juntas em estruturas de betão e rocha então podem ser do tipo:

- Standard – que mede a abertura num plano
- Corner (de canto) – mede a abertura nos cantos
- Floor – mede o deslocamento entre a parede e o pavimento
- Displacement – mede o deslocamento de um plano perpendicular a outro

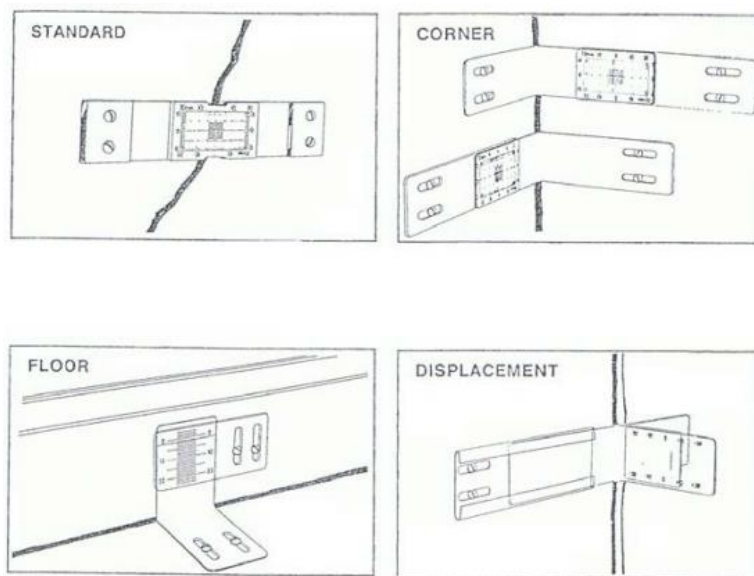


Figura 4.15. Tipos de fissurómetros *tell-tale* [7].

E os fissurómetros de corda vibrante (*Crackmeter*) consistem num transdutor de deslocamentos de corda vibrante, o qual é instalado com âncoras de cada lado da fissura e com o transdutor montado entre os pontos fixados que irá ligar as âncoras, podendo fazer medições tridimensionais, como observa-se na figura 4.16.

O aparelho baseia-se na recolha de leituras devido alteração da distância, no qual regista um sinal que, com base na aplicação de diversos factores de calibração, é possível converter de uma alteração de frequência para milímetros. Tem como vantagem a elevada precisão e o poder automatizar o equipamento.

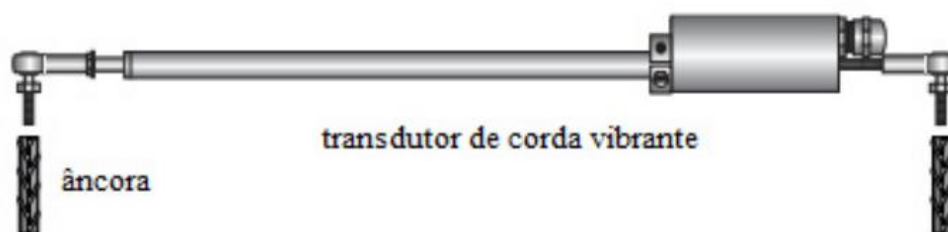


Figura 4.16. Fissurómetro com corda vibrante (crackmeter).

4.2.3.3. Sismógrafo

Também denominado por vibrómetro, são equipamentos que permitem medir movimentos de vibração dos terrenos e das estruturas, transformando as medidas em um registo gráfico. Este consiste num sensor que detecta e amplifica os movimentos, sendo registados por o sismograma, como observa-se na figura 4.17.

O sismógrafo foi desenhado para reagir a movimentos vibratórios provenientes da propagação das ondas sísmicas nas direcções longitudinais, verticais e transversais. A leitura desta instrumentação será tratada por meio de um software, que possibilita a visualização da informação registada principalmente sobre a velocidade de pico máxima, duração dos registos, velocidade máxima das ondas em cada direcção e frequência de vibração nas 3 direcções, assim também como informações complementares, tais como a data, hora de registo, tipo de registo, etc.



Figura 4.17. Sismógrafo.

4.2.3.4. Régua de nivelamento

Este aparelho, também designado por régua topográfica, permite medir deformação vertical através de nivelamento geométrico de precisão, apresentando-se como uma alternativa para as marcas topográficas nos edifícios, deste modo são medidos por meios topográficos e fixados nas

superfícies verticais dos edifícios ou muros de contenção para observar as deformações dos mesmos, sendo assim necessário escolher um ponto de referência que esteja localizado fora da zona influenciada por o túnel, al igual que ocorre com os alvos topográficos.

Os elementos são em aço inox e estão fixados com resina que serão, normalmente, colocadas a uma altura aproximada aos 1,5m, este instrumento não gera nenhuma leitura como ocorre com os níveis ópticos. As réguas são colocadas nos edifícios, preferivelmente nos elementos estruturais, devido a que está mede os assentamentos da estrutura no elemento colocado, sendo diferentes as leituras das marcas topográficas, que como já foi referido mede a deformada do maciço.

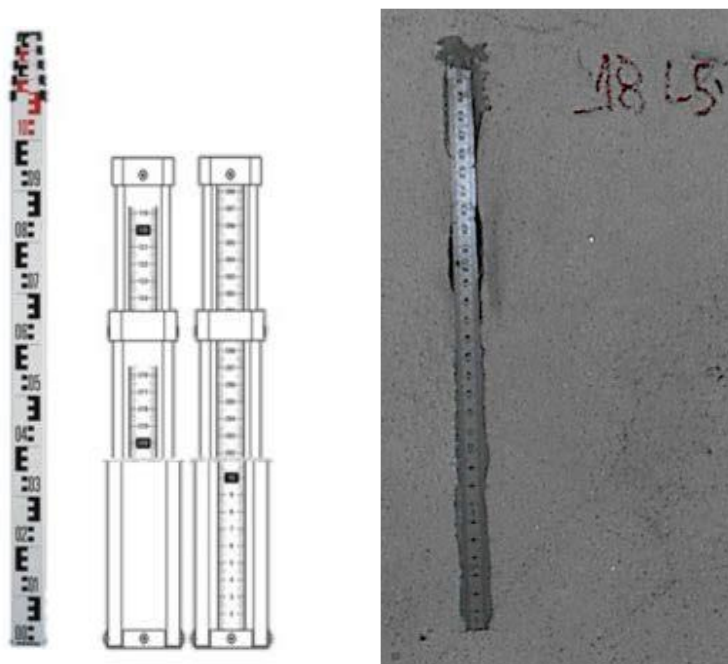


Figura 4.18. Régua de nivelamento.

4.2.3.5. Alvos topográficos

Estos estão compostos por diversos equipamentos que consistem, fundamentalmente, no controlo de inclinações nas fachadas dos edifícios através das coordenadas dos alvos, estes podem ser alvos reflectores, pinos reflectores, primas ópticos, etc. Este possibilita o conhecimento de deformações tridimensionais através de leituras de ângulos e distâncias, podem ser colocados nos muros de contenção, nos taludes, nos túneis ou também nas estruturas vizinhas à obra, sendo medidos por meio de recurso topográficos e a fixação de um ponto de referência, localizado fora da zona influenciada por o túnel.

Estas leituras podem ser executadas por estações de leituras manuais ou por as ETR, os pinos reflectores nos túneis são constituídos por um varão de aço no qual será encastrado, aproximadamente, 200mm no sistema de suporte, os alvos reflectores devem ser colocados em edifícios e fixados às estruturas por selagem ou colagem, finalmente nas seguintes figuras apresenta-se alguns dos tipos de dispositivos mencionados.



Figura 4.19. Alvo reflector.



Figura 4.20. Prisma óptico.

4.3. RADAR INTERFEROMÉTRICO POR ABERTURA SINTÉTICA (INSAR)

Um método que, por meio de imagens por satélites, faz um estudo retrospectivo dos movimentos na zona influenciada pela obra, antes dos inícios dos trabalhos e durante a fase de construção. A interferometria por radar é uma técnica de monitorização que permite interpretar, com imagens por satélites disponíveis desde finais dos anos 90, o comportamento dos movimentos do maciço e de estruturas, com uma precisão milimétrica e sem a necessidade de realizar algum tipo de intervenção no terreno, tornando-se numa das técnicas actuais com mais êxito nas obras de túneis em zonas urbanas.

Portanto, são técnicas para os quais podem ser executadas actualizações diárias, semanais, semestrais ou até anuais, para localizações pontuais ou gerais, o que leva a uma grande variação nos preços. O SAR é um sensor activo de radar que envia sinais que serão recebidas por rebote com os satélites, o que faz que as medições podem decorrer de dia, de noite e até nublado.

Está tecnologia é baseada no processamento de imagens sucessivas, chamadas por *stack*, tomadas por os satélites de radar com abertura sintética. Tendo como principais vantagens,

- A medição e mapeamento dos movimentos no passado, gerando um registo que ajudará na compreensão do comportamento do terreno na zona de implantação e assim poder identificar a zona com potencial risco de um comportamento não pensado no projeto de execução;
- Pode monitorizar zonas de grande dimensão, hasta uma zona de 30 x 50 km, numa única imagem;
- Podem ser solicitados muitos pontos específicos de medição para a mesma zona de interesse.

A interferometria por radar de abertura sintética (InSAR - *Interferometric Synthetic Aperture Radar*), produz um historial de imagens ou de *stack* dos movimentos que pode demonstrar uma abundante e importante informação para o projeto, o historial dependerá da quantidade de satélites disponíveis na região em estudo. No entanto, as imagens obtidas estão constituídas por milhões de pixéis, os quais contêm suas próprias características referentes ao deslizamento do terreno e a velocidade do movimento.

Um método usado, comumente, para identificar zonas instáveis antes dos inícios dos trabalhos, monitorizar as diferentes fases da elaboração do túnel e do comportamento de infra-estruturas específicas até após finalizar os trabalhos, também para definir zonas onde podem ser instalados os pontos de referência e/ou possíveis ETR's, e finalmente para optimizar a manutenção e gestão das infra-estruturas, ao longo do tempo.

As imagens da mesma área são comparadas em diferentes datas, calculando a informação dos movimentos do terreno com o tempo, percebe-se que nas zonas urbanas a densidade será maior que nas zonas rurais, com maior vegetação, deste modo é usado, geralmente, más de 20.000 pontos de medição por km² em zonas urbanas, a densidade de pontos depende da quantidade de imagens disponíveis na zona de implantação, do tipo e número de satélites presentes, este sistema simplifica-se com a figura 4.21.

Existem operando, aproximadamente, dez satélites na órbita a uma altitude próxima dos 800km, estes captam por segmentos a superfície da terra voltando até o ponto inicial sendo denominado em inglês por *revisit period* o qual pode ocorrer em 6, 8, 11, 14, ou 24 dias, sendo está uma das maiores desvantagens na actualidade no uso desta técnica.

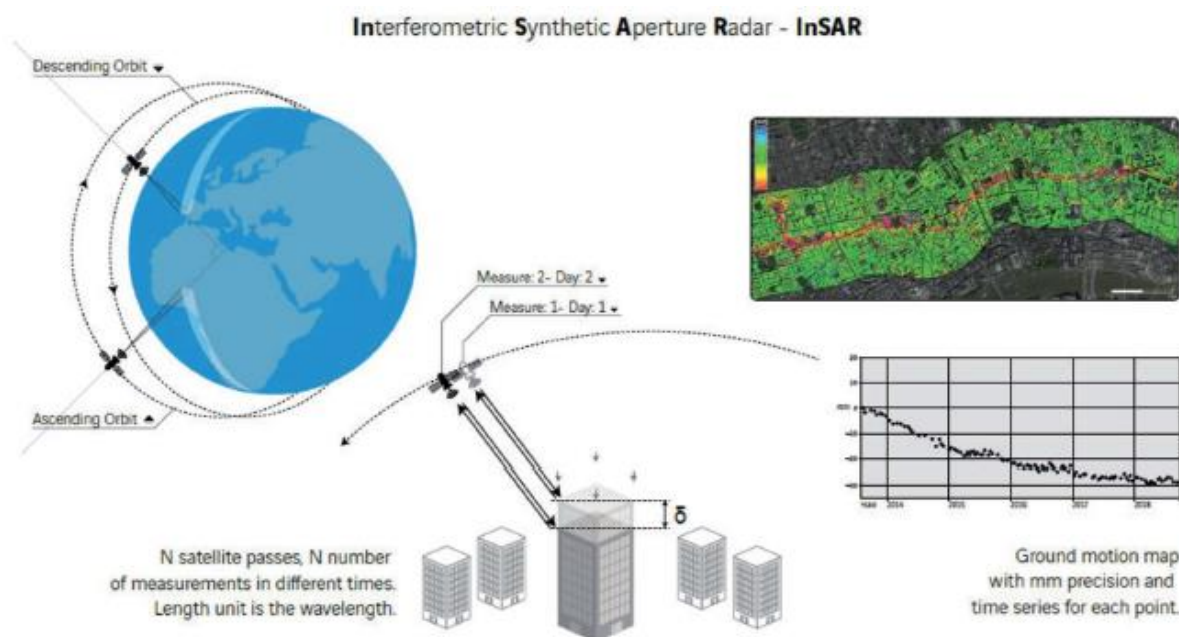


Figura 4.21. Sistema de interferometria por radar de abertura sintética (InSAR) [55].

4.3.1. TECNOLOGIA ATLAS INSAR

Nos últimos anos, tem sido utilizado técnicas computacionais avançadas, que permitam obter resultados mais precisos, depois destes serem corrigidos devido aos erros atmosféricos, orbitais e por o modelo de elevação digital, esta tecnologia é baseada na metodologia PSI (*Permanent Scatterer Interferometry*), um algoritmo, o qual precisa de um *stack* composto no mínimo por 20 imagens, que identifica os pontos comuns (localizações geográficas) de cada imagem de forma persistente com um sinal do radar ao sensor.

As localizações são chamadas por *permanent scatterers* (PS), são pontos de medição do PSI que, normalmente, são estruturas ou rochas, embora que também podam ser terrenos que permitam um reflexo perfeito das ondas do radar, sendo assim dependente das características da área em estudo, portanto nas zonas urbanas tem-se um maior número de localizações.

Também nas zonas urbanas e rurais podem ser utilizados os *distributed scatterers* (DS), que são pixéis parcialmente coerentes processados junto a informação estadística dos pixéis vizinhos, de modo a melhorar a densidade dos pontos de medição e poder extrair informação de zonas com sinais de menor qualidade. A densidade dos pontos de medição depende de vários factores, o mais relevante vem desde os tipos de satélites usados, a quantidade de imagens disponíveis para a zona em estudo, com a natureza e características do terreno e as deformações na superfície do terreno com o decorrer dos trabalhos.

Podem ser realizados dois tipos de procedimentos, dependem da disponibilidade das imagens no historial, estes podem ser quando tem-se um registo de imagens ou no momento em que na área não existe informação do seu comportamento no passado. Na figura 4.22 é caracterizado os gráficos dos resultados obtidos pelo sistema e onde se faz uma análise comparativa dos resultados obtidos com a instrumentação prevista em obra e a tecnologia InSAR.

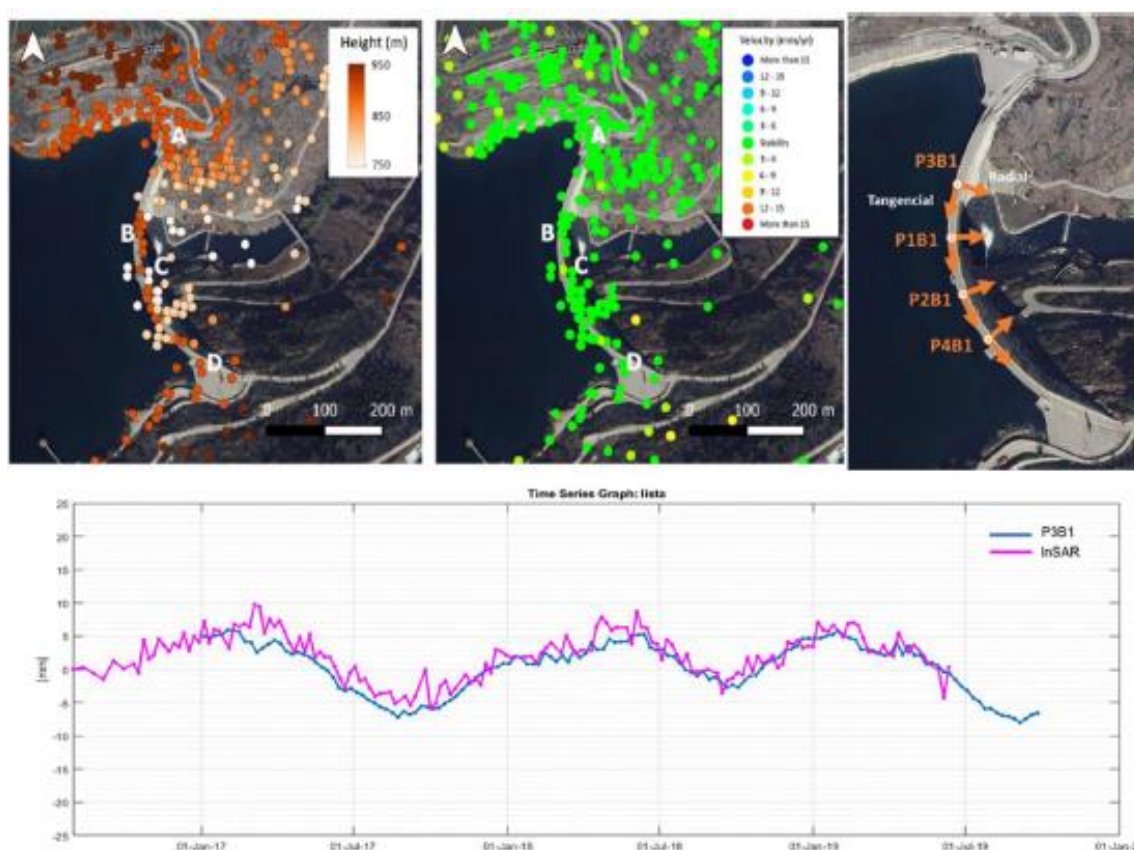


Figura 4.22. Comparação dos resultados da instrumentação prevista e o InSAR [55].

4.3.2. PRECISÃO DOS RESULTADOS E LIMITAÇÕES

Como foi mencionado, este método tem uma precisão nos resultados dependente, diretamente, do tipo de imagens obtidas por satélites, podendo ser de média ou alta resolução e das características do terreno, devendo a escolha ser adaptada em função do tipo de projeto e da área envolvida de modo a otimizar os custos.

As medições executadas com os PS e DS, permitem gerar com exactidão a caracterização dos valores de deformação para a orientação Z e com uma correcção para as orientações X e Y, para assim localizar os pontos de medição.

Este método, e como em muitos sistemas, existem limitações que estão relacionadas com a longitude da onda usada por o satélite, que afectara, directamente, à capacidade de medir os deslocamentos máximos no mesmo ponto em duas imagens consecutivas. Assim também como as limitações das medições dos movimentos horizontais com o software.

4.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO ATLAS INSAR

Existem muitos benefícios neste tipo de métodos, que vão desde permitir medir com precisão milimétrica os movimentos na superfície, obter imagens de alta resolução para áreas muito extensas, proporciona um elevado número de pontos para medição sem a necessidade de executar

instalações prévias (todo é executado de maneira remota) e um historial do comportamento dos terrenos na zona de implantação que poder chegar até aos últimos 20 anos.

No entanto, este método de monitorização não substituirá os típicos sensores em tempo real, devido a que a frequência de passagem dos satélites, atualmente é semanal, podendo, contudo, ser melhorada com a colocação em órbita de novos satélites que permitam diminuir o tempo de recolha dos resultados.

Igualmente, nos estudos realizados para esta técnica de monitorização demonstrou-se uma grande desvantagem na medição dos movimentos horizontais, apresentando uma baixa precisão dos mesmos.

4.4. SINOPSE

Finalmente, concluiu-se que o método InSAR (*Interferometric Synthetic Aperture Radar*) permite dar uma imagem dos movimentos no estado natural, quer dizer sem afetação das pressões internas exercidas pela construção do túnel, e perceber melhor o comportamento dos terrenos no tempo, assim reduzir o número de alvos topográficos instalado na zona influenciada pela obra, onde acompanhado com o uso de ETR podem beneficiar na variabilidade de custos nas obras geotécnicas.

Assim como também é sempre muito recomendável e necessário executar verificações dos dispositivos previstos, sendo sempre complementada a monitorização baseada nos satélites com resultados da instrumentação prevista na obra.

5

A MONITORIZAÇÃO NO ÂMBITO DO PROJETO

5.1. ENQUADRAMENTO

Neste último capítulo, primeiramente, são apresentadas as considerações da instrumentação que foram propostas no Projeto de Execução, sendo assim necessário elaborar uma introdução da avaliação de riscos executada nos edifícios, no qual se faz ênfase na forma que devem ser observados os resultados obtidos nas leituras dos aparelhos.

Inicialmente, será evidenciada a zona influenciada pela execução dos trabalhos do túnel, logo uma breve explicação da metodologia usada para avaliação do potencial de risco dos edifícios no levantamento patrimonial acompanhado dos resultados obtidos no projeto, de uma descrição da localização e das especificações técnicas dos equipamentos e sensores propostos.

Também serão analisadas as vantagens e desvantagens que traz o uso de ETR e da monitorização por InSAR, em zonas urbanas complexas, nas obras geotécnicas e os proveitos que pode trazer à obra o uso do conjunto destas técnicas. Finalmente desenvolve-se um parecer em relação à variabilidade geotécnica dos terrenos presente no centro da cidade do Porto e à alterabilidade de sobrecustos neste tipo de obras geotécnicas que provem da relatividade no comportamento dos maciços.

5.2. ZONA INFLUENCIADA PELA CONSTRUÇÃO

A zona influenciada pela construção, como foi referido no capítulo 3, será determinada por uma estimativa de deformações à superfície, na qual mediante uma análise numérica bidimensional e depois corrigida por métodos empíricos ou semi-empíricos, os quais dependem da largura da zona influenciada, é possível determinar as estruturas e infra-estruturas pertencentes ao levantamento patrimonial com a avaliação de risco, assim como os maciços afectados pelas escavações.

No projeto de execução, conforme se observa nos resultados do capítulo 3.2.3.3.2., foram desenvolvidas análises com o programa FLAC e logo corrigidas por o Método de Peck, assim a figura 5.1, uma imagem por satélite obtido com recursos do uso de Google Maps, representa, aproximadamente, com a cor azul o eixo da implantação do túnel proposto no projeto, os resultados do método de Peck com a cor vermelha e os resultados do programa FLAC2D com a cor amarelo. Na zona jusante do desvio foram obtidos os mesmos resultados na análise e no método por isso mantém-se ilustrado só de cor amarelo. Deve-se lembrar que os resultados são

uma mera aproximação, devido à variabilidade geotécnica demonstrada nos resultados das diferentes prospecções executadas neste local.



Figura 5.1. Planta representativa da estimativa da zona influenciada por a construção.

5.3. AVALIAÇÃO DE RISCO

Neste momento, após obter-se a estimativa de assentamentos à superfície e com isto a zona influenciada pela execução dos túneis, será possível identificar os edifícios que pertence ao desenvolvimento do levantamento patrimonial e nos quais será efectuada uma avaliação de riscos, que se baseia na análise do potencial de risco nas edificações, permitindo examinar os assentamentos e distorções no maciço com a vulnerabilidade intrínseca e o grau de risco de cada edifício.

O levantamento patrimonial serve, por questões legais, para oferecer uma maior justiça entre os proprietários e o dono de obra e, por questões técnicas, para identificar eventuais elementos relevantes no projeto tais como poços, rios, estruturas enterradas, bem como o estado e tipologia das edificações com particular ênfase nas fundações, entre outros. Nos trabalhos será necessária uma recolha de elementos na identificação do edificado, especificamente na idade, na geometria,

na tipologia, no tipo e profundidade das fundações dos edifícios, nos seus esquemas estruturais com base em elementos fotográficos e concluindo-se com uma opinião preliminar sobre a vulnerabilidade do edifício, tendo em atenção a importância do edifício.

Este parecer provem da interpretação do cálculo do Índice de vulnerabilidade (I_v), um índice que traduz às actuais condições de estabilidade de um edifício comparativamente com outro que este em perfeitas condições, pode variar entre 0 e 100 e contempla diversos aspectos que são analisados por tabelas que descrevem, especificamente, o comportamento estrutural do imóvel (tipo de estrutura, tipo de piso, tipo de fundações, intervenções existentes no edifício e número de caves), a orientação e posição do imóvel (orientação, agrupamento do edifício e escavação), o tipo de utilização (comercial, residencial, hospital, escola, etc.), o aspecto estético do imóvel (vínculo histórico-artístico, divisória e tipo de revestimento na fachada) e o estado de conservação do imóvel (conservação geral, sinais de assentamentos nas vizinhanças e fissuras ou rachadas no calçado).

A determinação deste índice de vulnerabilidade efectua-se com visitas de campo e através de consultas de informação relevante de cada edifício na zona influenciada pelos trabalhos, de modo a permitir determinar a classe de vulnerabilidade que é função do índice calculado, conforme observa na tabela 5.1.

Tabela 5.1. Classes de Vulnerabilidade .

ÍNDICE	VULNERABILIDADE
0 - 20	MUITO BAIXA
21 - 40	BAIXA
41 - 60	MÉDIA
61 - 80	ALTA
81 - 100	MUITO ALTA

Simultaneamente, é vital definir os critérios de danos, que consiste na análise da edificação com o objetivo de categorizar os danos da estrutura na actualidade, os cálculos relacionam-se com o tipo de estrutura em questão, para uma estrutura porticada ou em alvenaria. O método de Rankine (1988) permite avaliar as estruturas porticadas, considerando o risco com quatro categorias denominadas por estético (1 e 2), funcional (3) e estrutural (4), na tabela 5.2 ilustra-se uma breve descrição e o tipo de dano de cada categoria de risco proposta pelo método.

Tabela 5.2. Descrição das categorias de danos - Critério de Rankine (1988) [7].

Categoria de risco	Tipo de dano	Descrição do dano
1 (estético)	Irrelevante	Há uma probabilidade muito baixa de as edificações sofrerem danos superficiais
2 (estético)	Ligeiro	As edificações podem ser danificadas de forma superficial, sem consequências em termos estruturais
3 (funcional)	Médio	Edificações danificadas de forma superficial. Podem ocorrer danos estruturais. Tubagem rígida pode sofrer danos
4 (estrutural)	Elevado	As edificações sofrem danos estruturais. Tubagem rígida sofre danos, a menos rígida pode sofrer danos

No caso dos edifícios em alvenaria pode ser utilizado o critério de Burland (1995) ou o critério de Boscardi & Cording (1989), ambos se baseiam na hipótese de que o edifício é representado como uma viga elástica, mas na zona convexa da curva deve adoptar-se critérios com diferentes hipóteses que foram propostas por os mesmos autores. Assim, depois de identificar a categoria de dano, com a tabela 5.3 será possível determinar as medidas de monitorização aceitáveis em cada categoria de risco, segundo o critério de Burland e o critério de Rankine.

Tabela 5.3. Medidas adoptar na monitorização para cada categoria de risco [7].

Critério de Burland	Critério de Rankin	Medidas a tomar
0 – Estético	1 – Estético	Monitorização básica (assentamentos ou deslocamentos no plano do edifício)
1 – Estético		
2 – Estético	2 - Estético	Monitorização corrente e inspeções técnicas periódicas aos edifícios
3 – Estético	3 - Funcional	Eventual alteração do método construtivo ou Eventuais medidas de consolidação e/ou reforço estrutural + Monitorização
Funcional		
4 – Funcional		
5 – Estrutural	4 - Estrutural	

Logo da designação dos equipamentos de monitorização na obra e nas estruturas envolventes, é imprescindível indicar a frequência de leitura dos aparelhos, que irá depender do tipo de instalação dos equipamentos e da distância na qual se localiza o equipamento em relação à frente de escavação.

Também compreende-se que para interpretar os resultados de observação é fundamental determinar limites nas leituras, os chamados limites de atenção e alarme, compatíveis com a precisão de leitura dos próprios equipamentos, representado o limite de atenção como o 80% do valor previsto em projeto e o limite de alarme correspondente ao 100% do projeto, atendendo que os limites muitas vezes durante a execução dos trabalhos irão sofrer alterações devido ao comportamento inesperado do maciço, uma variação que até pode chegar a beneficiar à obra.

Desta forma, segundo o projeto de execução, nas próximas figuras apresenta-se as plantas do traçado do projeto do túnel, na qual contem assinalados os edifícios envolventes e a identificação da categoria de danos resultante nos estudos, também foram desenhadas tabelas que descrevem as características principais dos edifícios, os resultados da avaliação de risco de dano, a instrumentação proposta em cada estrutura acompanhado do tipo de frequência da leitura e os limites de atenção e alarme, assim como os assentamentos e distorções admitidos (subentendidos ou estimado) no projeto de execução em cada categoria de dano e classe de vulnerabilidade, representado com a tabela 5.4.

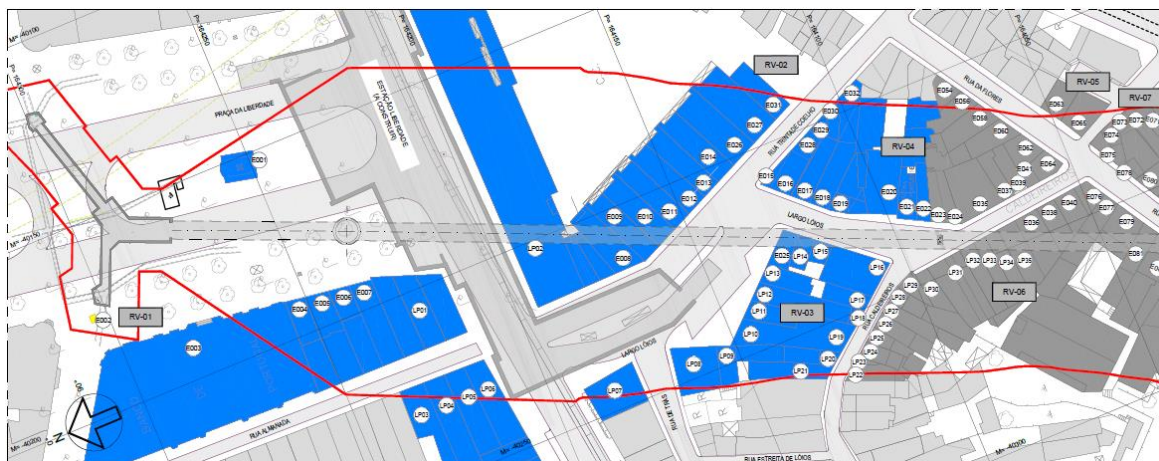


Figura 5.2. Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra – 1 [46].

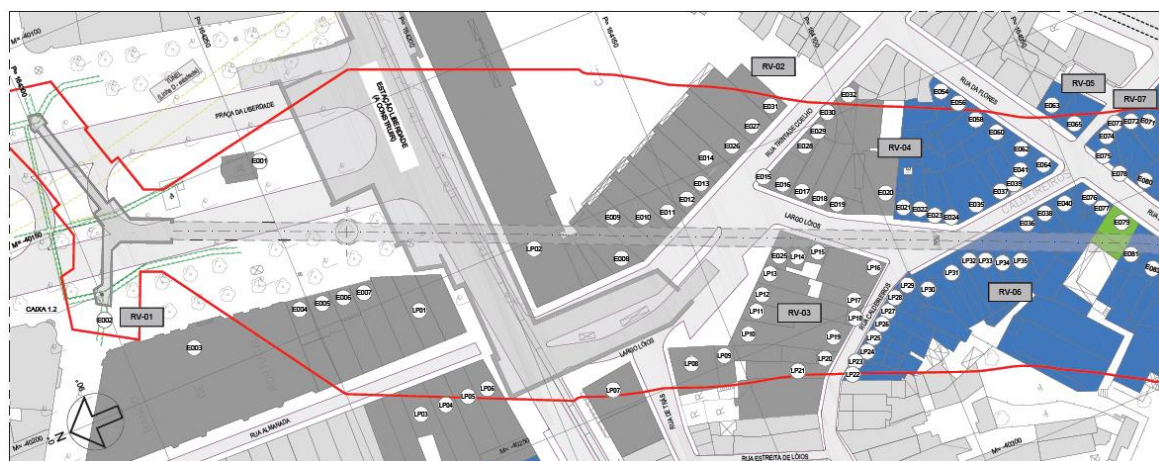


Figura 5.3. Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra – 2 [47].

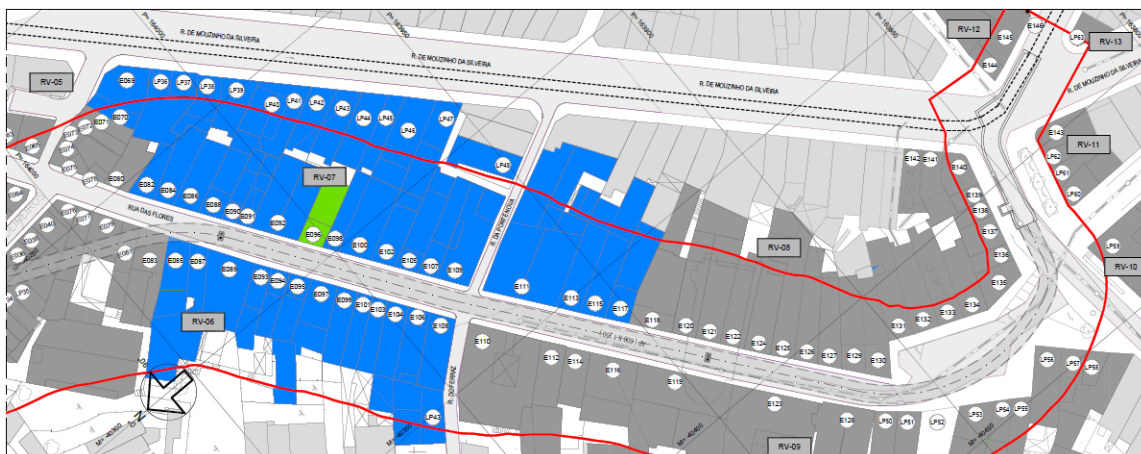


Figura 5.4. Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra – 3 [48].

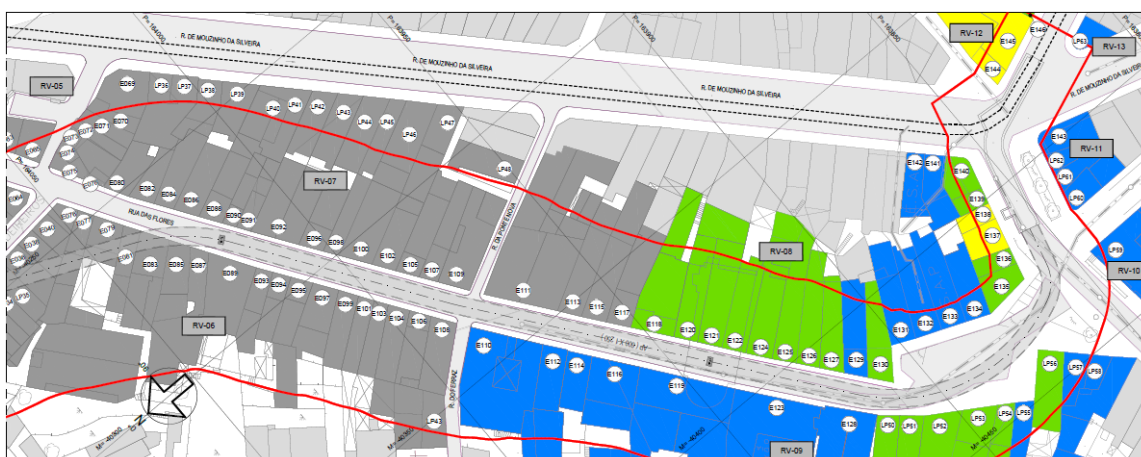


Figura 5.5. Avaliação de risco de danos dos edifícios envolventes à obra – 4 [49].

5.4. INSTRUMENTAÇÃO PREVISTA EM PROJETO

No projeto de execução da nova linha de metro do Porto, linha G, foram previstos equipamentos de monitorização acompanhados de um plano de observação, no qual apresenta-se a metodologia de monitorização das estruturas e edifícios envolventes, no levantamento patrimonial foram avaliadas mais de 500 estruturas, especificamente no projeto do desvio do rio de Vila resultaram, maiormente, edificações com uma baixa a média classe de vulnerabilidade, isto quer dizer, que não existem estruturas envolventes que tenham risco de instabilidade devido a execução dos trabalhos de escavação para um comportamento esperado do terreno, além disso os edifícios analisaram-se como estruturas porticadas baseadas no critério de Rankine.

Deste modo, no projeto seleccionaram-se equipamentos nos edifícios, no interior das obras enterradas e no maciço. Assim, para facilitar a caracterização da instrumentação prevista em projeto, desenvolveu-se a tabela 5.4 que apresenta os aparelhos de monitorização propostos junto a uma síntese e as especificações técnicas de cada equipamento exigido pelo projeto de execução.

Tabela 5.4. Caracterização da instrumentação prevista em obra.

	Equipamento	Resumo	Especificações técnicas
Nos edifícios	Prismas ópticos, Alvos e Pinos refletores	Estes permitem controlar os movimentos das fachadas dos edifícios através das coordenadas deles com base nos <i>Benchmarks</i> (pontos de referência fixos).	Devem ser instaladas junto as Réguas de nivelamento nos edifícios, focando especialmente no controlo do movimento nas coordenadas X e Y, com uma precisão para medição angular da ordem dos 150gon (0,5'').
	Réguas de nivelamento	Permitem controlar os movimentos dos edifícios no sentido vertical, quer dizer, nas coordenada Z.	No mínimo, deve ser instalado nas fachadas dos edifícios de 2 a 3 Réguas e Pinos refletores, sendo definido, sempre que for possível, dois planos diferentes em relação à obra, mas se em função dos edifícios. O aparelho de observação será o mesmo que o indicado nas Marcas topográficas.
	Clinómetros	Estes concebem a medição da variação de inclinações nos edifícios. Eles podem ser do tipo amovível, concebidos para garantir o posicionamento preciso e repetitivo, ou fixos.	No caso do tipo amovível devem ter as bases de leitura fixadas de forma permanente à estrutura, constituídas por um sensor instalado numa estrutura de aço inoxidável, permitindo realizar leituras na direcção vertical ou horizontal, com a ligação a respectiva unidade de leitura. Os equipamentos fixos, podem ser constituídos por vários tipos de sensores que serão escolhidos em função do período de leitura necessário, quando foram necessárias leituras a longo prazo, deve ser instalado um sensor servo acelerométrico, caso contrário, serão utilizados os sensores magneto-resistivos. Estes devem possuir como mínimo uma resolução de 0,1%xFs e uma precisão que não ultrapasse o 0,5% do Fs.
	Fissurómetros	Este equipamento permite mediar a evolução de fissuras nas estruturas envolventes. Estos podem ser fixados por recurso de colagem com epoxy, ou por aparafusamento directo à estrutura, sendo sempre necessário a centragem da escala do dispositivo com a fissura a monitorizar.	Os fissurómetros devem ser do tipo tell-tale, permitindo medições dos deslocamentos em duas direcções e possuindo como mínimo uma escala horizontal de $\pm 20\text{mm}$, uma escala vertical de $\pm 10\text{mm}$ e uma resolução de 0,5mm.

	Sismógrafo	Um aparelho que permite avaliar a influência de vibrações impulsivas nas estruturas.	É referenciado com a Norma NP2074_2015, o qual aplica-se nas fundações das estruturas, sujeitas a vibrações originadas por solicitações impulsivas, quer dizer, que a vibração é originada por uma solicitação de curta duração, mas de intensidade significativa, como são os explosivos.
No maciço	Pinos refletores e Prismas ópticos	Proporciona o controlo de inclinações em elementos de contenção, assim como de fachadas e estruturas envolventes. Também usadas no controlo de convergências nas obras enterradas.	No controlo de convergências dos túneis deverão ser instalados varões em aço nervurado Ø 20 mm (pinos) de comprimento de 20/30 cm, com cabeça roscada ou chapa soldada, com a rosca que terá como finalidade a colocação de refletores óticos de material anticorrosivo com alvo refletor tipo mini-prisma, e com a chapa soldada deve colocar-se os alvos relfetores autocolantes, de dimensão mínima de 30x30 mm e dotados com retículo de colimação. Logo nas obras de contenção e nas edificações, o pino também pode ser substituído por uma chapa de aço inoxidável lisa ou em "L" e fixado nas estruturas, quando for rosca é colocado refletores óticos com um material anticorrosivo com alvo refletor tipo mini-prisma, e com a chapa soldada tem como finalidade colocar alvos do mesmo modo que no controlo de convergência.
	Marcas topográficas	Estes dispositivos permitem o controlo de assentamentos na superfície, à custa de marcas de nivelamento topográficas de precisão, devem ser instalados num poço de máximo 85 cm de profundidade e com a base devidamente compactada, com barras de aço galvanizado, soldadas a uma chapa na base, e com uma calote semiesférica no topo, a seguir coloca-se um tubo em aço galvanizado envolvendo a marca, e preenche-se o espaço entre o tubo e as paredes do poço. Seguidamente coloca-se um tubo em PVC de alta resistência envolvendo o topo da marca, e preenche-se o espaço entre o tubo e as paredes do poço com argamassa de	As medições destes dispositivos são executadas por meio de nível ótico de precisão com lâminas de faces paralelas e micrómetro ou, em alternativa, com Nível Digital, e mira invar adequada para o nível de precisão requerido. Este nível deverá possuir uma precisão de 0,3 mm (nivelamento duplo de 1 Km, quer dizer operações que permitam medir o desvio padrão de dois o mais pontos separados por acumulação de 1 Km) e uma resolução de 0,1 mm. Nas medições de nivelamento é utilizado os pontos de referência (fixos), os chamados benchmarks – BM, localizados fora da área de influência das obras. Em condições normais de leitura, o

		enchimento. Sendo logo instalada uma tampa de protecção.	erro máximo associado a estes dispositivos é de $\pm 0,5$ mm.
	Células de medição de variação de cargas (forças) em ancoragens	Estas células permitem acompanhar a evolução e analisar a magnitude destes tipos de elementos estruturais, a partir da sua instalação e ao longo do seu período de vida útil. Não é um equipamento usado no projeto de afetação dos serviços em estudo.	Este sistema deve ser executado com caixas centralizadoras para leitura remota junto a uma unidade de recolha de dados automáticos e conectados através de um cabo eléctrico, este método, o qual é vantajoso, diminuirá o número de leituras a realizar. Elas devem ser preferencialmente do tipo eléctrico, de modo a conter no mínimo uma capacidade do 50% superior à carga admissível para os tirantes e uma precisão $\pm 0.1\%$ do F.S.
	Inclinómetros	Com este equipamento pode-se controlar os movimentos sub-horizontais em profundidade, apoiado nas variações angulares registadas por as sondas inclinométricas, no interior das calhas inclinométricas. Podem ser instalados em estruturas de suporte, maciços de terreno natural e aterros, adequadamente antes do início dos trabalhos de escavação.	Eles são materializados com tubos guias de alumino ou PVC, sua escolha é dependente dos movimentos esperados no interior do maciço ou do elementos em análise, dotadas de 4 ranhuras guia, ortogonais, com os furos de sondagem preenchidos entre a calha e o maciço por um material de características de deformação semelhantes às do terreno envolvente, para evitar os possíveis erros nas leituras do comportamento real, ou pode ser preenchido com uma calda de cimento com uma proporção: Cimento 1: Água 2,5: Betonite 0,3. A base do dispositivo é selada numa profundidade maior aos 2 m abaixo da cota da obra, de modo que não seja influenciada pelos trabalhos ou movimentos provenientes das escavações, as calhas são direccionadas na direcção na qual se prevê as maiores deformações, para finalmente ser protegidas as caixas com tampas metálicas. No sistema é proposto um tipo de inclinómetro que permite executar medições monoaxiais e biaxiais, com saída analógica e digital,

			sendo assim propostas no projeto as medições do tipo biaxial e que deve possuir com mínimo um campo de leitura de $\pm 30^\circ$ a partir da vertical e uma precisão de $\pm 5\text{mm}$ por 30m.
	Extensómetros simples e multipontos	Este aparelho permite controlar os deslocamentos verticais em profundidade e com as variações da distância entre pontos em profundidade e na superfície. Com ele fazem parte integrante as varas de aço inoxidável ou de fibra de vidro, as ancoragens que foram injectadas com calda de cimento ou tipo packer, a bainha de recobrimento das varas e a cabeça de referência do tipo mecânico e ou eléctrico. Sendo necessário o uso adequado dos acessórios previsto pelo fabricante de modo a garantir uma correcta instalação e funcionamento.	Esta instrumentação será instalada em furos previamente executados com diâmetro compatível com o número de ancoragens e comprimento proposto no projeto. Logo após os equipamentos serem instalados, deve proceder-se à selagem por médio de calda de cimento, com as cabeças dos extensómetros protegidas por caixas com tampas metálicas e equipadas com pernos de nivelamento topográfico de precisão. Quando o dispositivo esteja preparado com cabeças de referência para leitura mecânica, a leitura será executada através de um comparador digital com um intervalo de leitura maior ou igual a 100 mm e uma resolução de 0,01 mm, e caso esteja preparado para leitura eléctrica, o sensor de deslocamentos deve ser equipado com um sensor de temperatura e com o mesmo intervalo de leitura mas com uma resolução de $\pm 0.025\%$ F.S., todo o sistema deverá ser proporcionado com uma unidade de aquisição de dados automática.
	Indicadores de nível da água (INA)	O dispositivo tem uma função muito semelhante aos piezómetros, a qual é permitir controlar o nível de água no maciço, instalados em furos anteriormente executados e a uma profundidade de 0,5m maior que a base da obra, sendo constituído por um tubo de PVC de diâmetro 1 ½, ranhurado, com fendas da ordem de 0,5mm, que permitirão a entrada de água, condicionando o nível da mesma no interior do tubo. Para garantir o adequado funcionamento do dispositivo não é admissível o recurso a lamas bentoníticas como fluido estabilizador	A leitura dos medidores INA's é efectuada com recurso a uma sonda eléctrica, com sinal sonoro e luminoso, que consistirá fundamentalmente numa fita métrica com um sensor na extremidade inferior, assim ocorre de forma directa na fita graduada em centímetros.

		do furo, em caso de instabilidade, o furo deverá ser coberto com camisa de perfuração e a zona de acesso da água deverá estar envolta em material poroso, com ter a função de filtro. Em cada um deve ser colocada uma caixa de protecção com tampa metálica.	
Nas obras enterradas	Marcas de convergência	Estas marcas permitem controlar as deformações no interior das galerias, instaladas em secções normais ao eixo do túnel, com espaçamentos com um máximo de 25 m, ou nas secções dos poços.	Para os túneis cada secção é constituída com entre 3 e 5 marcas, localizadas 1 ao eixo e de 1 a 2 em cada um dos hasteais numa altura de cerca de 1m desde a soleira, no caso dos poços deve ser composta por um mínimo de 4 marcas, com menos de 5 m de espaçamentos entre elas. Contudo, as marcas terão cota e coordenadas (x, y e z), sem exceder 1mm para medições de distâncias e 0,5" para a medição angular.
	Strain Gauges	Também chamado por extensómetro de resistência eléctrica, é um sensor que permite controlar as variações de tensão nas estruturas metálicas, estruturas de betão e de betão armado.	Para as leituras podem ser usados para uma frequência contínua de leitura um strain gauges de resistência e quando for outras frequências de leitura, deve ser usado o strain gauges de corda vibrante.
	Bench-marks	Estas são as marcas de referência ou pontos fixos que darão início e fim a cada campanha de nivelamento topográfico de precisão.	Eles devem ser para o projeto preferencialmente do tipo profundo, ou até atingir um maciço estável, além de que nos pontos de passagem de nivelamento possam ser similares às marcas topográficas superficiais, estes estão constituídas por varões em aço cujo topo é uma calote esférica que permite apoiar a mira, eles devem ser instalados em número suficiente com o objetivo de reduzir os prováveis erros nas leituras e em zonas que não sofrem de movimentos influenciados pela obra.

Consequentemente, no plano de observação identificaram-se diversas frequências de observação dos equipamentos, classificadas por o tipo de frequência (1, 2 e 3) atribuída em cada equipamento no projeto, o qual varia à medida que avança a frente de escavação e é dependente das características de cada aparelho.

Inicialmente, quando os equipamentos estejam posicionados a 300 m da frente de escavação darão início as leituras com uma frequência semanal, logo aumenta o número de leituras à medida que aproxima-se a frente de escavação, quando estejam a 30 m da frente de escavação terão leituras diárias inclusive duas vezes por dia e finalmente diminuem as frequências até suspender as

leituras, aos 2000 m à jusante da frente de escavação, para posteriormente fazer a desmontagem do equipamento, conforme se observa na legenda da frequência de leitura dos equipamentos proposta no projeto de execução com a figura 5.6.

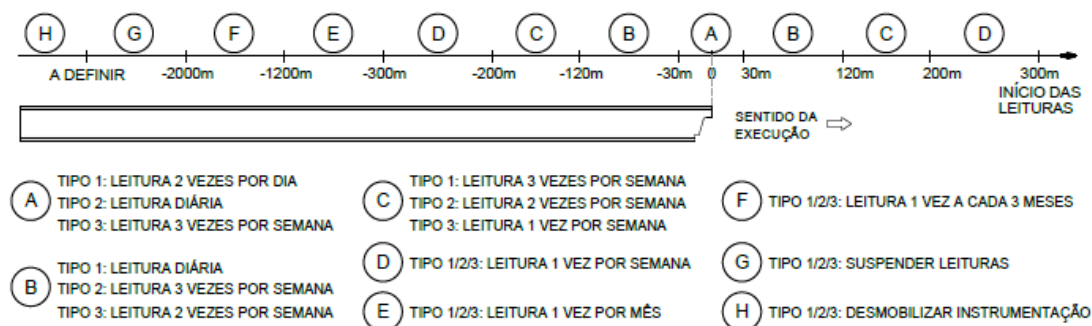


Figura 5.6. Frequência de leituras dos equipamentos no projeto [46].

Portanto, para monitorizar os edifícios elaboraram-se no projeto umas tabelas que descrevem as características dos registos em cada categoria de dano descrita no projeto. As medidas de instrumentação que devem ser usadas em cada categoria de dano resultante nos edifícios envolventes à obra, os níveis de referência (atenção-alerta e alarme-intervenção) resultantes em cada uma das classes de vulnerabilidade e os intervalos dos assentamentos e das distorções associadas a cada categoria de dano junto as cores características usadas nos planos, conforme a tabela 5.5.

Tabela 5.5. Assentamentos e distorções associadas a categoria de dano [46].

CATEGORIA E TIPO DE DANO			1 - ESTÉTICO	2 - ESTÉTICO	3 - FUNCIONAL	4 - ESTRUTURAL
VULNERABILIDADE	MUITO BAIXA	RECALQUE (mm)	< 10	$10 \leq x < 50$	$50 \leq x < 75$	≥ 75
		DISTORÇÃO	$< 1/500$	$1/500 \leq x < 1/200$	$1/200 \leq x < 1/50$	$\geq 1/50$
	BAIXA	RECALQUE (mm)	< 8	$8 \leq x < 40$	$40 \leq x < 60$	≥ 60
		DISTORÇÃO	$< 1/625$	$1/625 \leq x < 1/250$	$1/250 \leq x < 1/63$	$\geq 1/63$
	MÉDIA	RECALQUE (mm)	< 7	$7 \leq x < 33$	$33 \leq x < 50$	≥ 50
		DISTORÇÃO	$< 1/750$	$1/750 \leq x < 1/300$	$1/300 \leq x < 1/75$	$\geq 1/75$
	ALTA	RECALQUE (mm)	< 6	$6 \leq x < 28$	$28 \leq x < 43$	≥ 43
		DISTORÇÃO	$< 1/875$	$1/875 \leq x < 1/350$	$1/350 \leq x < 1/88$	$\geq 1/88$
	MUITO ALTA	RECALQUE (mm)	< 5	$5 \leq x < 25$	$25 \leq x < 38$	≥ 38
		DISTORÇÃO	$< 1/1000$	$1/1000 \leq x < 1/400$	$1/400 \leq x < 1/100$	$\geq 1/100$

Deste modo, no interior da zona influenciada pelo túnel do desvio do Rio de Vila não foram identificadas estruturas com Categoria de risco 4 (Estrutural), contudo reconheceram-se quatro

edifícios de Categoria de risco 3 (Funcional), situados na zona à jusante do desvio com frequência do tipo 2, nas restantes edificações resultou de Categoria de dano 1 e 2, quer dizer do tipo estético, e uma frequência de leitura do tipo 2.

Para a instrumentação das obras enterradas e do maciço envolvente desenvolveram-se planos e tabelas, onde será representada a quantidade de equipamentos em cada secção, as características dos indicadores do nível D’água (INA) e a localização da instrumentação junto as coordenadas dos pontos de instalação, acompanhado das plantas da zona de implantação do projeto e das secções dos elementos estruturais. De seguida apresenta-se, segundo o projeto de execução, uma exemplificação das tabelas referidas da planta na zona a montante dos túneis, acompanhado das plantas que contêm a localização dos equipamentos nas diversas secções dos elementos e no maciço envolvente.

Nestas plantas identificou-se os equipamentos de monitorização com letras para contribuir num rápido posicionamento dos mesmos, assim foram classificadas as marcas de superfície com **M**, os pinos reflexivos com **P**, os indicadores de nível D’Água com **INA**, os inclinómetros com **INC** e os extensómetros com **E**, como observa-se nas tabelas, já mencionadas.

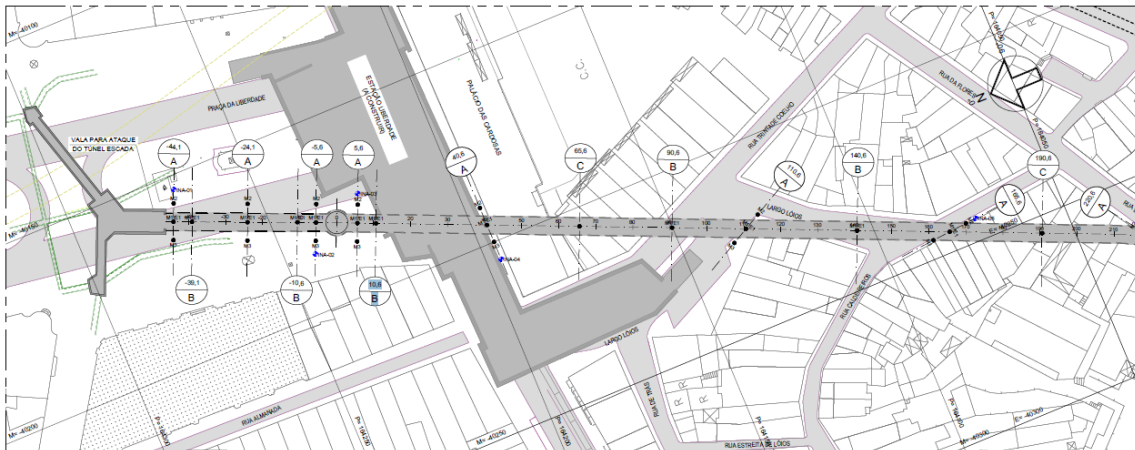


Figura 5.7. Planta de localização dos equipamentos na zona montante dos túneis [50].

Tabela 5.6. Quantidade de equipamentos nas secções da planta na zona montante dos túneis [50].

QUANTIDADE DE INSTRUMENTOS DAS SEÇÕES					
SEÇÃO [TIPO]	QUANTIDADE [x]	MARCAS DE SUPERFÍCIE [un.]	EXTENSÓMETRO [un.]	ALVOS REFLECTORES / PINOS [un.]	INDICADORES DE NÍVEL D'ÁGUA [un.]
A	7	21	7	21	
B	5	5	5	15	
C	2	-	-	6	
TOTAL:		26	12	42	5

Tabela 5.7. Características dos indicadores de nível D'Água (INA) na planta da zona montante dos túneis [50].

TABELA DE CARACTERÍSTICAS DOS INDICADORES DE NÍVEL D'ÁGUA													
INA's	COTA DE INSTALAÇÃO		PROF. (m)	TIPO DE TUBO (COTAS)				MATERIAL DE PREENCHIMENTO (COTAS)					
	TOPO	FUNDO		TUBO LISO		TUBO PERFORADO		ARGILA GOLPEADA		SELO DE BENTONITA		MATERIAL DE FILTRO	
				INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
INA-01	60,29	55,64	4,65	60,29	56,29	56,29	56,14	60,29	58,29	58,29	57,29	57,29	55,64
				56,16	55,64								
INA-02	59,95	27,47	32,48	59,95	55,95	55,95	27,97	59,95	57,95	57,95	56,95	56,95	27,47
				27,97	27,47								
INA-03	59,90	27,47	32,43	59,90	55,90	55,90	27,97	59,90	57,90	57,90	56,90	56,90	27,47
				27,97	27,47								
INA-04	59,75	36,40	23,35	59,75	55,75	55,75	36,90	59,75	57,75	57,75	56,75	56,75	36,40
				36,90	36,40								
INA-05	53,95	35,16	18,79	53,95	49,95	49,95	35,66	53,95	51,95	51,95	50,95	50,95	35,16
				35,66	35,16								

Tabela 5.8. Localização e coordenada de equipamentos na planta dos túneis [50].

TABELA DE LOCALIZAÇÃO DOS INSTRUMENTOS						
PK	SEÇÃO	INST.	LOCALIZAÇÃO (PROJETO)		COTAS (PROJETO)	
			P	M	TOPO (m)	FUNDO (m)
D=44,1	A	M1	164273.935	~40161.830	60,29	59,79
		M2	164272.008	~40157.260	60,29	59,79
		M3	164275.861	~40166.401	60,29	59,79
		E1	164273.935	~40161.830	60,29	55,64
D=39,1	B	M1	164269.327	~40163.772	60,22	59,72
		E1	164269.327	~40163.772	60,22	53,46
D=24,1	A	M1	164255.505	~40169.598	60,03	59,53
		M2	164253.579	~40165.027	60,03	59,53
		M3	164257.431	~40174.169	60,03	59,53
		E1	164255.505	~40169.598	60,03	46,92
D=10,6	B	M1	164243.040	~40174.751	60,00	59,50
		E1	164243.040	~40174.751	60,00	41,03
D=5,6	A	M1	164238.450	~40176.733	59,95	59,45
		M2	164236.483	~40172.180	59,95	59,45
		M3	164240.416	~40181.287	59,95	59,45
		E1	164238.450	~40176.733	59,95	38,85
D=5,6	A	M1	164228.168	~40181.174	59,90	59,40
		M2	164226.201	~40176.620	59,90	59,40
		M3	164230.134	~40185.727	59,90	59,40
		E1	164228.168	~40181.174	59,90	36,74
D=10,6	B	M1	164223.577	~40183.156	59,81	59,31
		E1	164223.577	~40183.156	59,81	36,64
D=40,6	A	M1	164196.036	~40195.050	59,75	59,25
		M2	164196.033	~40190.090	59,75	59,25
		M3	164196.039	~40200.010	59,75	59,25
		E1	164196.036	~40195.050	59,75	36,40
D=65,6	C		164173.085	~40204.962	58,90	-
D=90,6	B	M1	164150.134	~40214.874	57,54	57,04
		E1	164150.134	~40214.874	57,54	35,90
D=110,6	A	M1	164131.773	~40222.803	57,13	56,63
		M2	164127.392	~40220.477	57,13	56,63
		M3	164136.154	~40225.129	57,13	56,63
		E1	164131.773	~40222.803	57,13	35,70
D=140,6	B	M1	164104.231	~40234.698	56,02	55,52
		E1	164104.231	~40234.698	56,02	35,40
D=165,6	A	M1	164081.280	~40244.609	53,95	53,45
		M2	164076.340	~40244.166	53,95	53,45
		M3	164086.220	~40245.053	53,95	53,45
		E1	164081.280	~40244.609	53,95	35,16
D=190,6	C		164058.329	~40254.521	53,03	-
D=44,1	INA's	INA-01	164270.548	~40153.795	VER TABELA ESPECÍFICA	
D=5,6		INA-02	164241.838	~40184.579		
D=5,6		INA-03	164225.042	~40173.859		
D=40,6		INA-04	164196.042	~40205.026		
D=165,6		INA-05	164073.437	~40243.906		



Figura 5.8. Planta de localização dos equipamentos na zona jusante dos túneis [51].

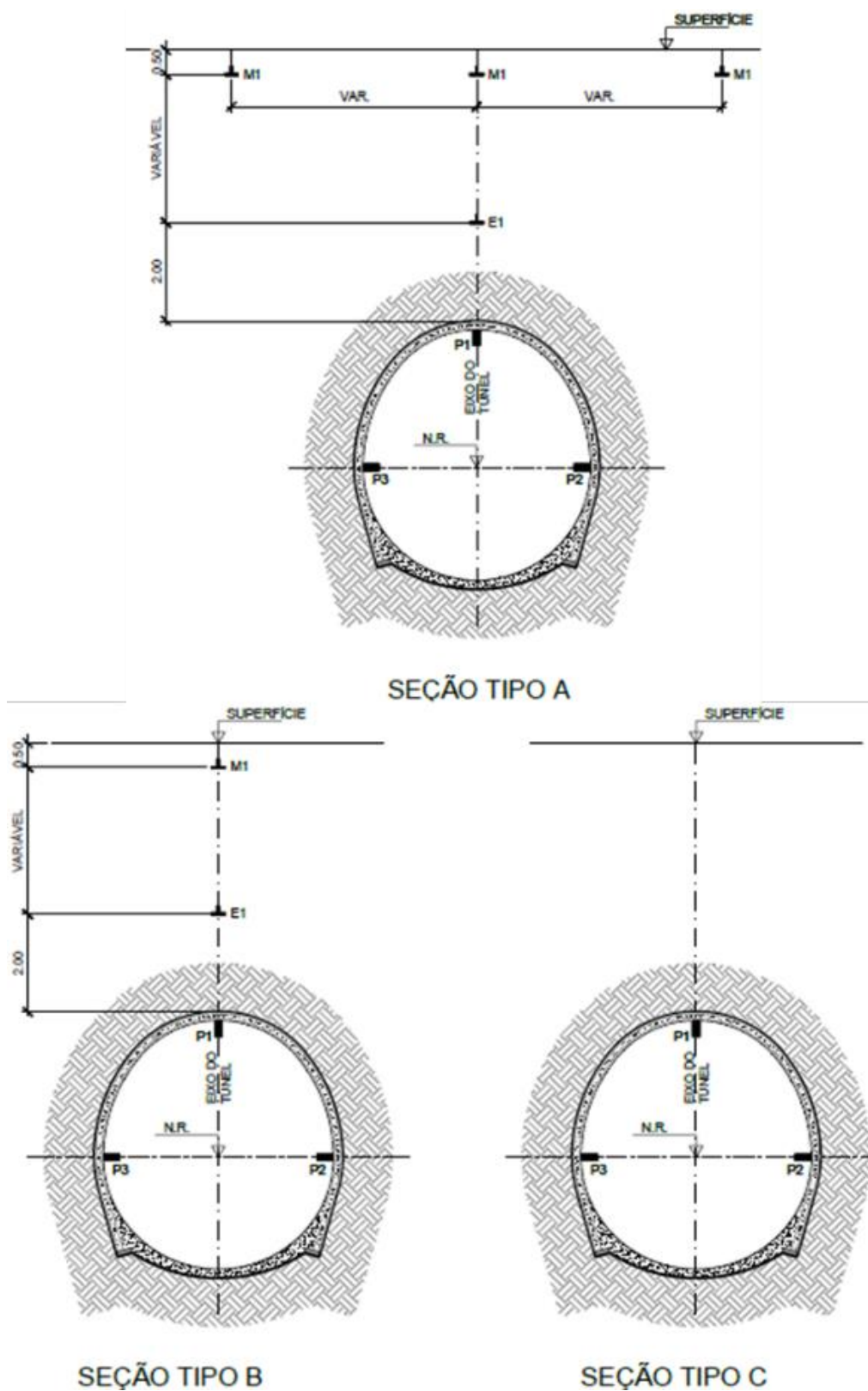


Figura 5.9. Planta de localização dos equipamentos para as secções tipo dos túneis [51].

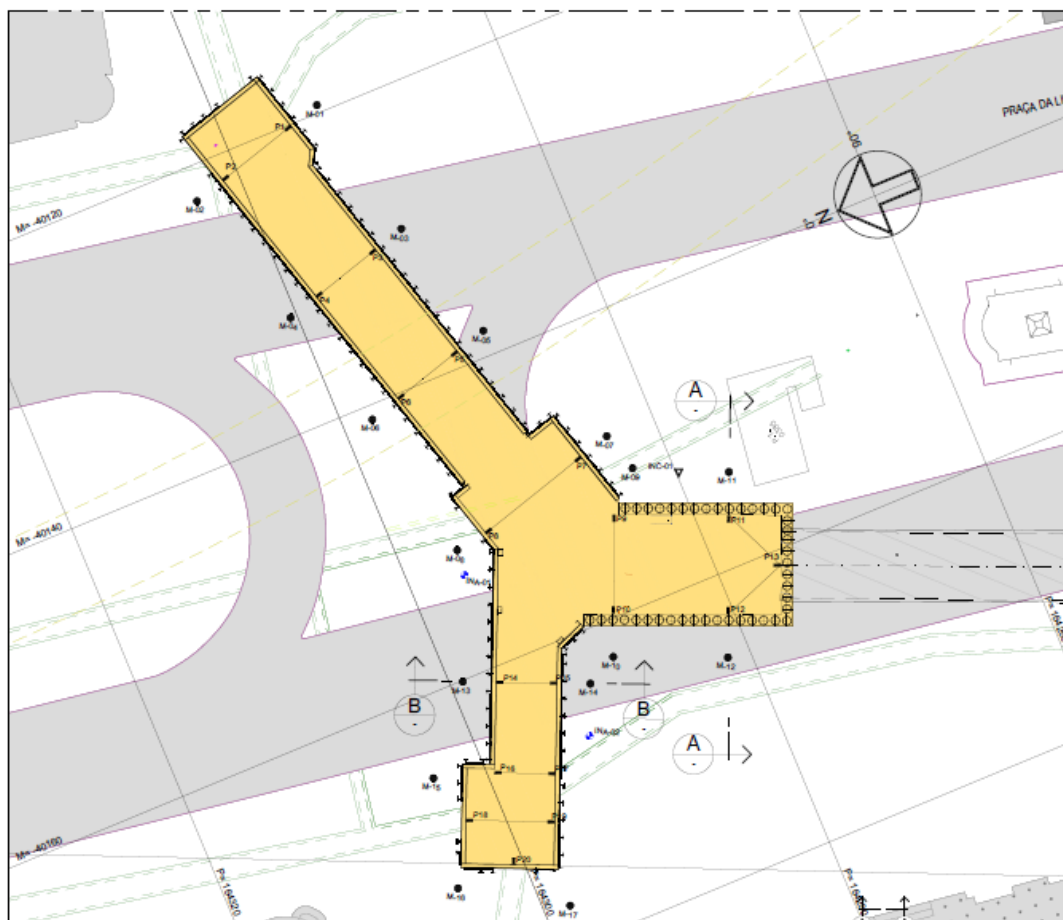


Figura 5.10. Planta de localização dos equipamentos na caixa de entrada (1.1, 1.2 e 1.3) [53].

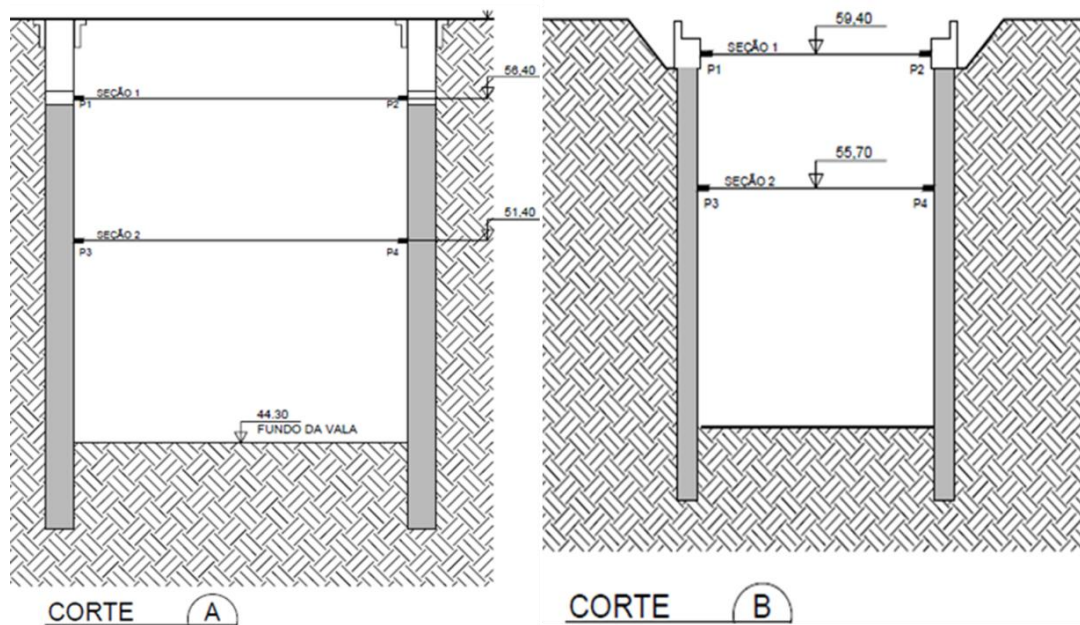


Figura 5.11. Plantas da localização dos equipamentos nos corte A e B da caixa de entrada [53].

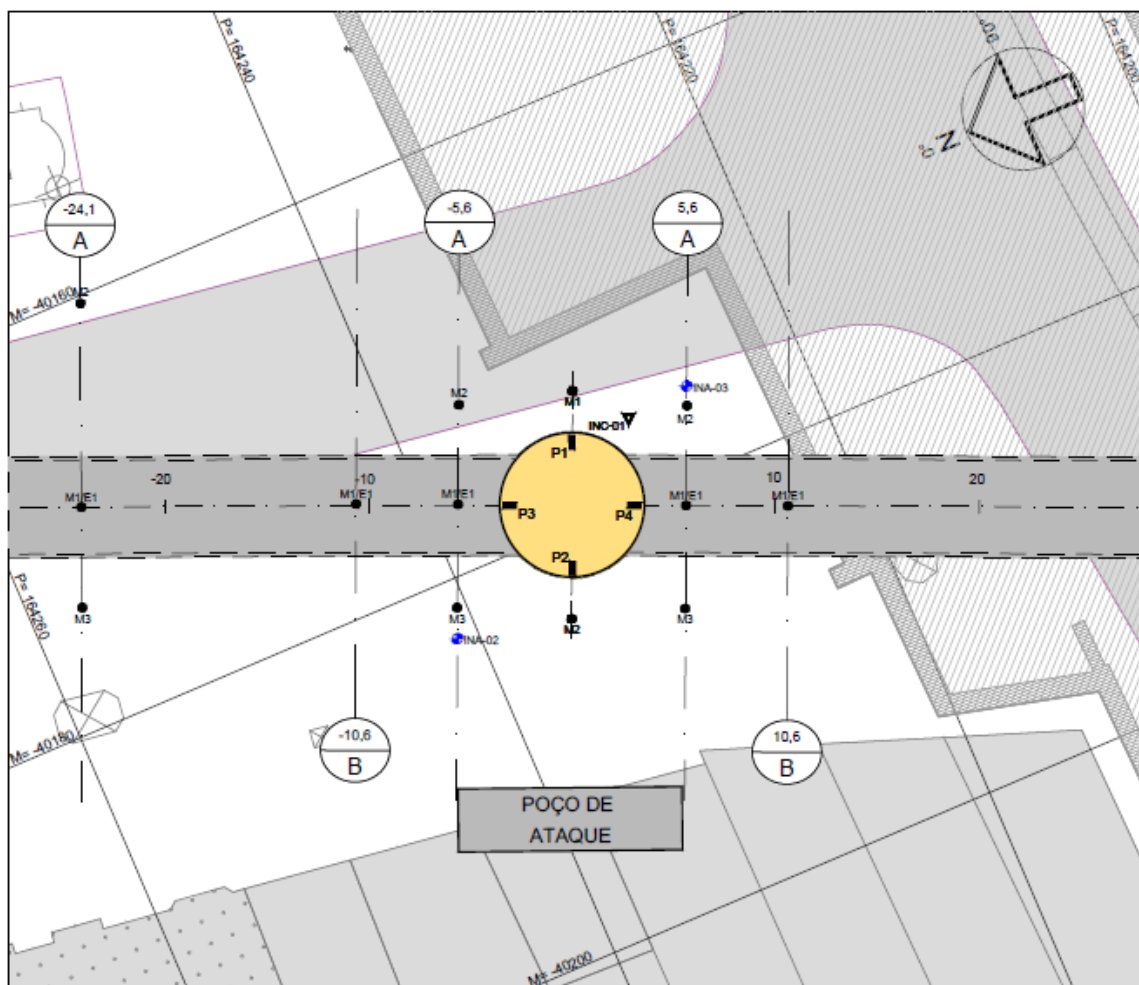


Figura 5.12. Planta da localização dos equipamentos no poço de ataque [52].

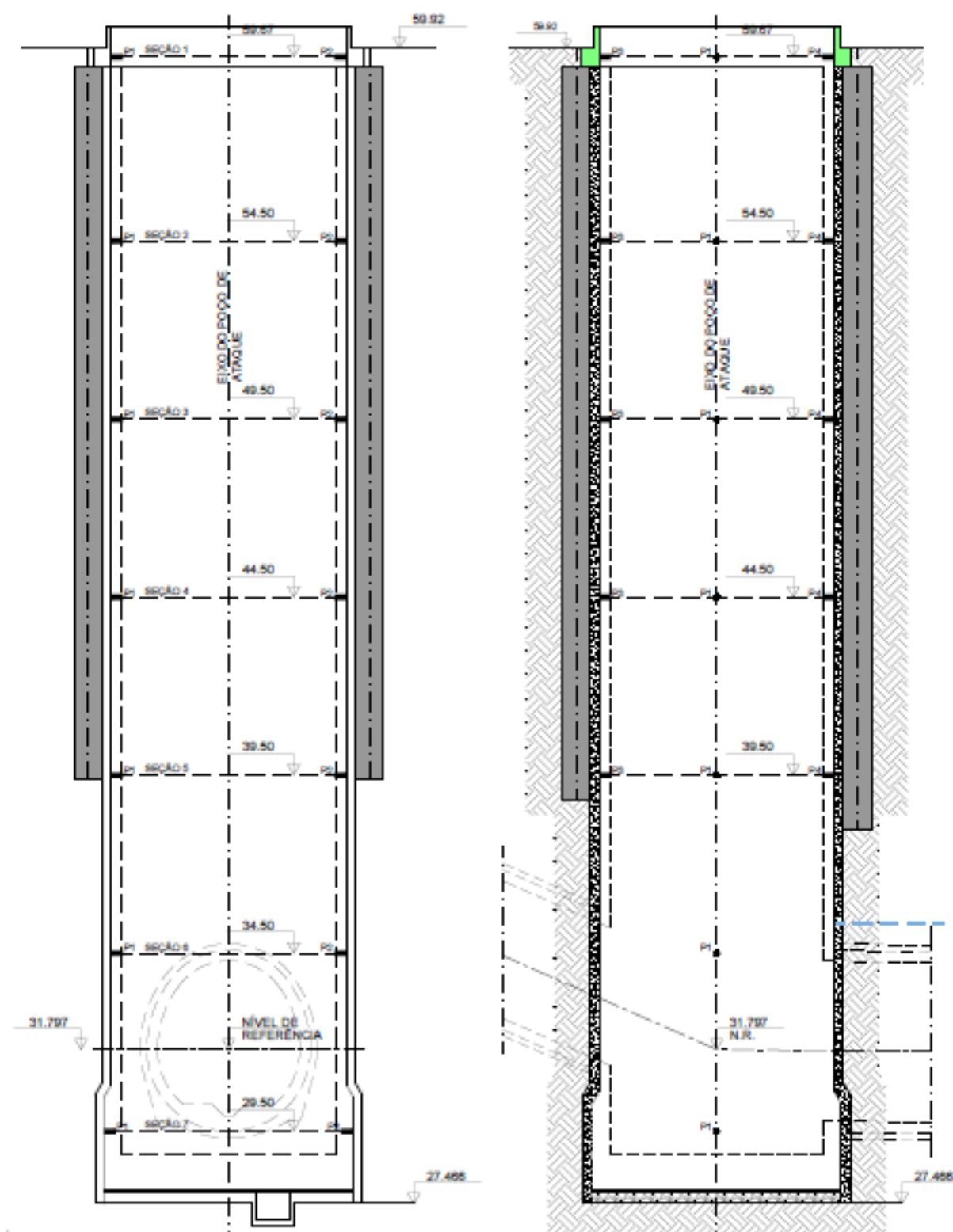


Figura 5.13. Planta de localização dos equipamentos no perfil transversal do poço de ataque [52].

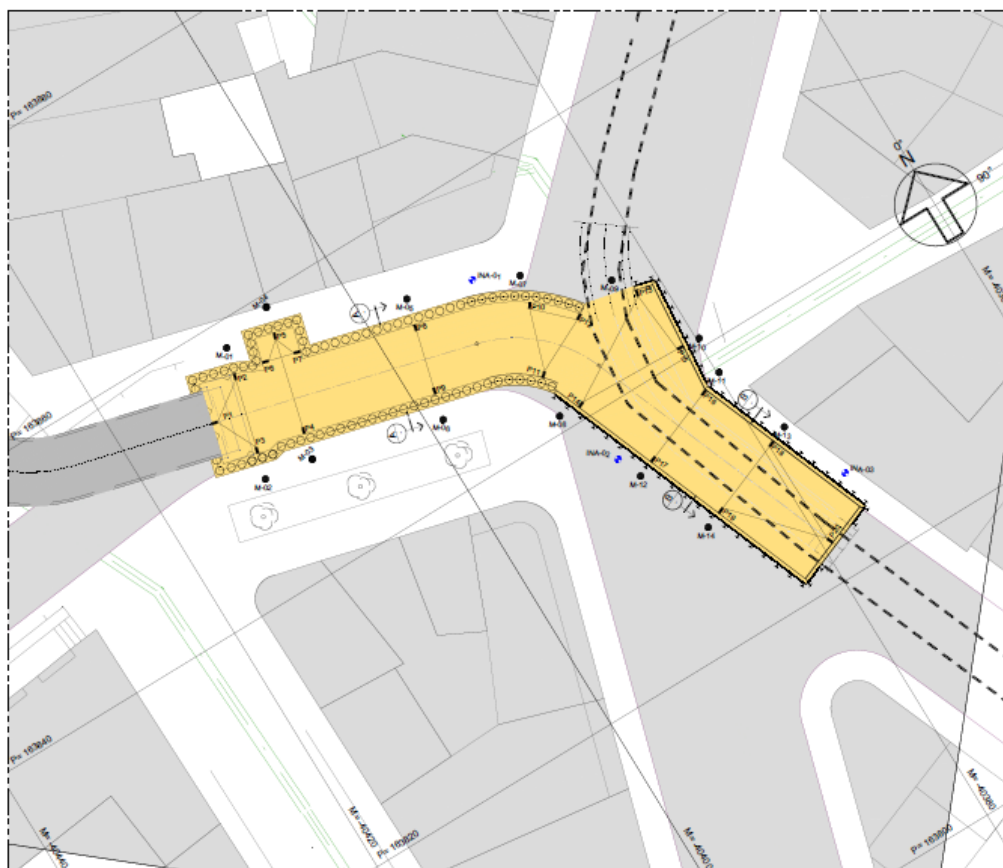


Figura 5.14. Planta de localização dos equipamentos na caixa de saída (1.7) [54].

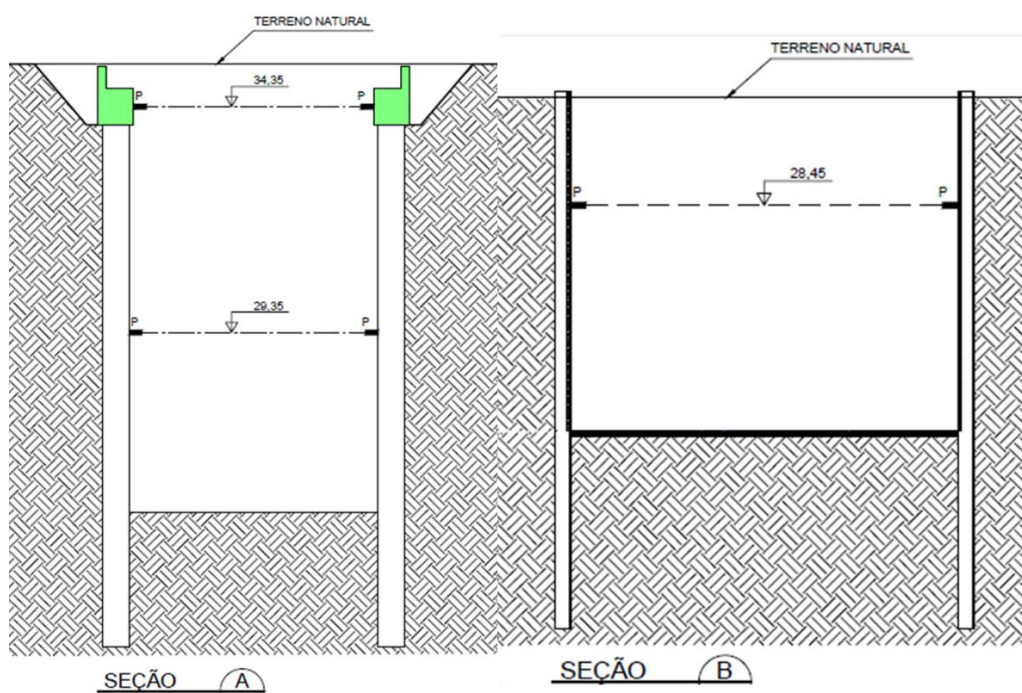


Figura 5.15. Planta de localização dos equipamentos nas secções da caixa de saída [54].

5.5. INSTRUMENTAÇÃO ADICIONAL

Na actualidade, existe um aumento nas necessidades de desenvolver obras geotécnicas em zonas urbanas com elevada densidade e complexidade, tornando-se essencial o uso de equipamentos de monitorização para segurança da obra, com isto tem surgido inovações nas tecnologias empregues permitindo otimizar o plano de observação, inclusive sem necessidade de leituras manual dos aparelhos, a partir de controlo automático e remoto, até com registos do comportamento do maciço nos últimos anos, interpretando-o adequadamente e em tempo real.

Desta forma, uma solução adicional muito usada nas obras geotécnicas na Europa são as Estações Totais Robotizadas (ETR), um equipamento com uma alta precisão e diversas ferramentas de medição, o qual tem como vantagem a automatização na recolha de dados e sua produtividade devido as diferentes aplicações que podem ser executadas por um único operador e com a possibilidade de usar remotamente o equipamento, este por exemplo pode procurar prismas ou alvos. Permite-se com este equipamento: centralizar e realizar a leitura, bem como seguir seu movimento de forma automática, entre outros tipos de aplicações na obra.

Sendo assim, um equipamento que permitira consultar em tempo ágil os dados nos lugares mais afastados e de maneira eficiente, já seja por meio de satélites, *Bluetooth* ou internet, reduz os possíveis erros causados pelo manuseio humano nas leituras. Contudo, a monitorizações destes equipamentos deve ser ininterrupto, desde o início e até a finalização dos trabalhos.

Entretanto, este equipamento tem como desvantagem os elevados custos da sua instalação, sendo muitas vezes preciso de diversas ETR's devido ao número de aplicações e alvos presentes na obra.

Também existe uma inovadora técnica de monitorização do comportamento de estruturas e terrenos baseada no uso de satélites, conhecido por InSAR (*Interferometric Synthetic Aperture Radar*), um método que contem como benefícios a recolha de dados com precisão milimétrica sobre as deformações na superfície e movimentos nas edificações, poder captar imagens de alta resolução para uma grande extensão, o proporcionar um elevado número de pontos de medição sem necessidade de fazer uma intervenção prévia no terreno e de poder subministrar um historial sobre o comportamento do maciço na zona de implantação, que pode chegar até resultados dos últimos 10 anos dependendo do número de satélites na região em estudo.

Modernamente, este método tem como principal desvantagem a frequência de leitura que pode chegar a ser semanal, variando em cada região, apesar de que em um futuro próximo será possível aumentar a frequência a medida que aumenta o número de satélites no espaço sendo assim melhorada a eficácia desta técnica, apresenta elevados custos em zonas urbanas de alta densidade devido ao aumento de pontos em análise e finalmente existe uma incerteza nos resultados de deslocamentos horizontais do método, sendo requerida uma passagem do satélite em órbitas ascendentes e descendentes para verificação destes movimentos.

O conjunto das propostas pode levar a uma redução da variabilidade nos sobrecustos que ocorre em obras geotécnicas por causa da imprevisibilidade geotécnica nos maciços enquanto for executado os trabalhos de escavação, permitindo prever-se em tempo real e até antecipadamente o comportamento do terreno e estruturas envolventes à obra.

Percebe-se que este conjunto de metodologias para monitorização tem elevados custos, mas podem ser menores aos custos que podem chegar a ser imprescindíveis com tratamentos e soluções geotécnicas devido a comportamentos inesperado nos maciços, assim também como comportamentos normais na história geológica do terreno que não tem sido registado ou com movimentos que decorrem normalmente nas estruturas antes do início dos trabalhos de escavação. Ademais permite voltar mais eficaz o plano de observação das obras e estruturas envolventes,

reduzindo possíveis erros humanos nas leituras dos equipamentos e controlando continuamente o desempenho do maciço e das estruturas envolventes.

Pessoalmente, penso que nas obras geotécnicas em zonas urbanas, como é no centro da cidade do Porto, o risco de um aumento dos custos por causa da variabilidade geotécnica e geológica dos maciços é muito elevado, de modo a que um incremento dos custos de monitorização permitirá manter um plano contínuo de observação dos equipamentos, onde com um único operador podaram ser executadas diferentes leituras com uma precisão milimétrica, mas sabendo que sempre será essencial fazer, esporadicamente, leituras manuais e visitas aos equipamentos para brindar segurança e verificação dos resultados e do estado do equipamento.

5.6. CONDICIONALISMOS EM CONTEXTO SEMELHANTE

Na cidade do Porto, têm sido efectuados poucos trabalhos de obras subterrâneas de grande extensão, já seja com túneis rodoviários, ferroviários ou metroviários, no entanto os mais recentes foram os trabalhos dos túneis da primeira fase do Metro Ligeiro do Porto, nos inícios deste século, nos quais decorreram escavações com o uso de máquinas tuneladoras, um método que apresenta problemas na condição de estabilidade da cavidade e da face de escavação em maciços terroso o de rocha branda quando forem sujeitas a pressão da água, de modo que em alguns casos as deformações dos maciços até a superfície podem diminuir e consequentemente também nas estruturas envolventes à obra, também percebe-se que o risco geológico geotécnico é a principal causa dos sobrecustos nas obras subterrâneas em Portugal, principalmente na cidade do Porto.

O professor António Topa Gomes desenvolveu um relatório, titulado por *Variabilidade Geotécnica e Risco de Obras Subterrâneas*, no qual refere o risco geológico geotécnico nos terrenos que leva aumentos exponenciais dos sobrecustos nas obras subterrâneas, sendo isto evidenciado em diferentes obras em todo o mundo como por exemplo com o canal da mancha e inclusive com os primeiros trabalhos do sistema de Metro Ligeiro do Porto, onde apresentaram-se grandes variações nos sobrecustos e nos prazos de entrega.

Neste documento o professor alega que *“É relativamente consensual que quanto maior o investimento inicial na caracterização geotécnica menor a propensão para os desvios orçamentais”*, sendo imprescindível nas obras subterrâneas desenvolver uma densa prospecção geotécnica que permita reconhecer o comportamento e características geológicas geotécnicas dos terrenos envolventes. Contudo a variabilidade e incerteza geotécnica nestas obras tem-se presente com elevado cuidado, sendo assim possível caracterizar a incerteza geotécnica com os seguintes aspetos:

- Aleatoriedade, diz respeito a incapacidade de definir as tendências de cada um dos parâmetros geotécnicos, que em teoria, é necessário de infinitas amostras, de modo a ser possível calcular com métodos estadísticos, onde mesmo assim apresentara de dúvidas nos cálculos;
- Imprecisão dos conceitos, designado em inglês por *Fuzziness*, é uma incerteza que provem da comunicação entre os diferentes técnicos envolventes, assim também como da imprecisão nas classificações e da incapacidade de desenvolver estudos de prospecção geotécnica;

- Conhecimento incompleto, sendo este o aspeto de maior ambiguidade geotécnicas nas obras subterrâneas, que compõe desde as previsões do solo entre as sondagens e também dos comportamentos totalmente imprevisíveis que decorrem nos terrenos.

No informe é retratado os problemas e atrasos que surgiram nos primeiros 400 m de arranque dos trabalhos subterrâneos no sistema do metro do Porto, que logo conseguiu demonstrar-se que ocorreu devido a uma rápida variação do perfil escavado que associou-se com a falta de aplicação de pressão na frente, no 12/01/2001 as deformações chegaram à superfície o que levou a um acidente mortal de um cidadão, sendo notável a dificuldade do processo de escavação com tuneladora de pressão de terras (EPB) num maciço muito heterogéneo. Tudo isto promoveu em uma paragem dos trabalhos, que durante 7 meses tive de repensar e reavaliar o projeto, focando a gestão de riscos em uma abordagem mais pessimista para poder controlar as imprevisibilidades geotécnicas dos maciços, além dos sobrecustos gerados na obra.

Apesar da sequência construtiva destes trabalhos serem diferente aos propostos no projeto de execução, pode perceber-se a relação directa entre a derrapagem de sobrecustos e a variabilidade geotécnica, onde um sistema de monitorização contínua dos maciços pode ajudar a uma rápida interpretação do comportamento que por conseguinte permitirá uma redução dos sobrecustos devido a imprevisibilidade e heterogeneidade dos maciços na cidade do Porto, assim como na segurança da comunidade e das pessoas que as concorrem.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

Por fim, neste capítulo sumariza-se as principais conclusões encontradas no projeto de execução da afetação dos serviços referentes ao desvio por túnel do Rio de Vila com ênfase para os equipamentos de monitorização da obra, do maciço e edifícios envolventes, para logo referir as futuras medidas, propostas pelo consórcio de empreitadas, que têm por fim otimizar a obra e os trabalhos de escavação.

Inicialmente, os estudos geológicos e geotécnicos desenvolveram-se com as campanhas no 2018 e 2019 junto à informação recolhida da experiência e dos estudos realizados anteriormente na região. Não obstante para melhorar a caracterização e entendimento do comportamento dos maciços foram elaborados estudos de prospeção geotécnica mais completos com a campanha de 2021.

Nesta última campanha identificaram-se nas sondagens maciços mais alterados e descompostos do que havia sido previsto em projeto. Deste modo, percebe-se que nos primeiros estudos foram adotadas soluções com pressupostos mais otimistas de qualidade do maciço. Assim sendo, tendo-se concluído que existem alterações das condições do terreno, que obrigaram a reavaliar o projeto ou, se for o caso, reajustar mesmo os sistemas de suporte dos elementos estruturais ou até recorrer a novos tratamentos para estabilização das deformações dos maciços. Finalmente deverá modificar-se o plano de observação com um aumento da frequência de leitura e/ou do número de equipamentos de monitorização.

Ademais, pode-se concluir que em obras geotécnicas em zonas urbanas com tão elevada densidade do edificado e ocupação populacional, é apresentado um enorme risco para a segurança das pessoas devido à fragilidade das características dos terrenos, sendo assim mais vantajoso suportar custos iniciais elevados para melhoramento e otimização do plano de observação e dos equipamentos de monitorização, para no final da execução do projeto se evitar uma considerável derrapagem de sobrecustos.

Na atualidade tem-se percebido, em diferentes ramos, as vantagens que traz a modernização de técnicas e métodos, os quais apresentam elevadíssimos custos iniciais que serão amortizados no tempo devido aos imensos benefícios que se obtém na automatização dos diversos trabalhos.

Inclusive, por exemplo, para os extensómetros, que podem ser simples ou multipontos, aconselha-se o uso dos multipontos que permitirá minimizar o número de aparelhos de leituras para a mesma análise, permitindo reduzir o plano de observação.

Os equipamentos de monitorização foram propostos com medições manuais, estes compõem diferentes aparelhos de leituras dos resultados, sendo acompanhados por um plano de observação muito minucioso com elevadas frequências de leitura. Por isso é recomendável o uso de ETR que permitem diminuir bastante os erros humanos e o número de operadores, otimizando o registo das leituras, viabilizando com isso um bom plano de observação da obra.

Uma técnica inovadora como InSAR pode gerar uma acumulação de registos (historial) de comportamento do terreno nas condições naturais presentes antes do início dos trabalhos de escavação. Esta técnica permite uma ampla captura de imagens e, consequentemente, com o reconhecimento de muitíssimos pontos em cada leitura. Esta técnica pode evidenciar possíveis movimentos dos maciços e edifícios que não tinham sido registados, mas que são comuns no seu comportamento.

Finalmente compreende-se que o uso de ETR e InSAR não terá uma elevada correspondência no projeto de afetação dos serviços do Rio de Vila, devido a que este projeto não apresenta elevados riscos ou uma grande extensão, mas no caso do projeto do troço da Linha Circular em apreço isso é relevante. No entanto, sempre é necessário fazer medições manuais esporádicas que permitam controlar as leituras e verificar a sua instalação, assim como para confirmar os dados recolhidos.

6.2. FUTURAS MEDIDAS

O agrupamento responsável pela empreitada propôs uma variante ao projeto, que se traduz num conjunto de alterações ao projeto de execução que foi identificado nesta dissertação, as quais consistem, inicialmente na eliminação do Poço de Ataque, mantendo a localização e implantação das caixas de entrada e de saída para assim poder unir com um único túnel ambas galerias. Este será um túnel implantado numa cota mais próxima da superfície, mas que permita a passagem hidráulica por baixo da futura estação Liberdade, com base em duas frentes de escavação que terão início nas caixas de entrada e saída.

Igualmente é proposta a alteração do posicionamento da câmara de visitas e da câmara de recolha de amostras, a fim de otimizar a solução, num ponto mais próximo à superfície.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] COBA (2003). Carta Geotécnica do Porto, escala 1:10 000. Câmara Municipal do Porto.
- [2] Normetro (2000). Relatório Técnico – *Relatório geotécnico-geomecânico geral dos troços enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S)*. Projecto de Execução. Porto, 46p.
- [3] I.S.R.M. – International Society for Rock Mechanics (1981). *Basic geotechnical description of rock masses (BGD)*, Pergamon Press Ltd.
- [4] Viana da Fonseca, A. & Topa Gomes, A. (2010). *Project and construction of Underground stations and tunnels (TBM and NATM) in heterogeneous masses for Metro do Porto. Excavations and tunnels in granite (Túneles y Excavaciones en Granito)*, pp. 79-123, Porto
- [5] J. B. Burland, R. J. Mair, R. Neil Taylor (1996). *Prediction of ground movements and assessment of risk damage due to bored tunnelling*, London.
- [6] Viana da Fonseca, A. (1997). *Observação Geotécnica – Instrumentação*. Notas de apoio as aulas da disciplina de Projeto Assistido por Ensaio (MMSG). FEUP, Porto.
- [7] Sousa, J. (2006). *Metodologia de projeto de túneis*. Apontamentos de apoio as aulas de obras subterrâneas (MIEC). FEUP, Porto.
- [8] MARTIN R. P. and Hencker S. R. (1986). *Principles for description and classification of weathered rock for engineering purposes - Geological Society - Engineering Geological Special*, Publication nº 2.
- [9] Afonso, M. J. (2003). *Hidrogeologia das Rochas Graníticas da Região do Porto*. Caderno Lab. Xeolóxico de Laxe, Vol.28, pp 173-192, Corunã.
- [10] Da Silva, Elisa M. *O ensaio Pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento*, Instituto Superior de Engenharia da Universidade de Algarve, Algarve.
- [11] De Oliveira, P. (2012). *Execução de túneis com recurso ao método cut and cover*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Lisboa.
- [12] Santos, L. (2019). *Estudo sobre a instrumentação de barragens de terra e rejeitos*. Dissertação de Licenciatura, Universidade Federal de Uberlândia.
- [13] Gomes, David (2012). *Gestão de riscos na construção de túneis e obras subterrâneas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [14] Moreira Torres, J. (2010). *Métodos de observação durante a execução de obras subterrâneas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- [15] Rodrigues Patrício, E. (2018). *Avaliação da Tecnologia InSAR para Monitorização de Grandes Obras*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro.
- [16] Roque, Dora (2016). *Determinação de deslocamentos com geodesia InSAR para o controlo de segurança de estruturas*. Dissertação de Doutoramento, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [17] C. Jeremy Hung, James Monsees, Nasri Munfah, John Wisniewski (2009). *Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements*. National Highway Institute U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [18] Lunardi Pietro (2008). *Design and construction of tunnels*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Milano.
- [19] Carlos López Jimeno (2011). *Manual de tuneles y obras subterraneas*, Vol. 2, Madrid.
- [20] RJ Mair, RN Taylor, JB Burland (1996). *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Balkema, Rotterdam.

- [21] Arsenio Negro Jr. (2009). *Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures*. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria.
- [22] Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [23] Mair, R.J. (1993). *Developments in geotechnical engineering: application to tunnels and deep excavations*, pp. 27-41, UK.
- [24] Mineiro, A.J.C. (1978). *Mecânica dos Solos e Fundações*. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [25] Rowe, R.K.; Lee, K.M. (1989). *Parameters for predicting deformations due to tunnelling*. *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 793-796, Rio de Janeiro.
- [26] Topa Gomes, A. (2015). *Variabilidade Geotécnica e Risco de Obras Subterrâneas*. Notas de aula para apoio de aulas de obra subterrâneas (MIEC). FEUP, Porto.
- [27] <http://www.geopesquisa.com.br/sondagens-geologicas-e-geotecnicas.html> , Acesso em Maio de 2021.
- [28] <https://www.deltaprojetos.eng.br/aprenda-que-spt-para-que-serve-este-ensaio> , Acesso em Maio de 2021.
- [29] <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/ensaio-pressiometrico-pmt-02/> , Acesso em Maio de 2021.
- [30] <https://www.usgs.gov/natural-hazards/volcano-hazards/insar-satellite-based-technique-captures-overall-deformation-picture> , Acesso em Junho de 2021.
- [31] <https://ensur.com.br/extensometria-strain-gauge-o-que-e-quando-utilizar/> , Acesso em Junho 2021.
- [32] <https://institutominere.com.br/blog/insar-monitoramento-geotecnico> . Acesso em Junho 2021.
- [33] <https://geocoring.com.br/instrumentacao-geotecnica-hidraulica-instalacao-e-leitura/> , Acesso em Junho 2021.
- [34] <https://www.metrolog.net/inc110.php?lang=ptbr> , Acesso em Julho 2021.
- [35] <https://www.santiagoocintra.com.br/blog/geo-tecnologias/estacao-total-principais-diferencas-entre-estacoes-totais-roboticas-e-convencionais> , Acesso em Julho 2021.
- [36] https://www.usgs.gov/centers/ca-water-ls/science/interferometric-synthetic-aperture-radar-insar?qt-science_center_objects=0#qt-science_center_objects , Acesso em Julho 2021.
- [37] <https://geg.pt/servicos/geologia-geotecnia/risco-geologico-e-geotecnico/> , Acesso em Julho 2021.
- [38] P-PR-LI-8001-SA-MD-CJC-000001-00. Estudo Geológico e Geotécnico, Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [39] P-PR-LI-8001-SA-MD-CJC-000002-00. Memória descritiva e justificativa – Túneis, Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [40] P-PR-LI-8001-SA-MD-CJC-000003-00. Memória descritiva e justificativa – Poço de Ataque, Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [41] P-PR-SA-8001-SA-MD-CJC-000004-01. Memória descritiva e justificativa de Contensões Periféricas (montante), Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.

- [42] P-PR-SA-8001-SA-MD-CJC-000005-01. Memória descritiva e justificativa de Contêntes Periféricas (jusante), Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [43] P-PR-LI-8001-SA-ET-NSE-000001-00. Especificações técnicas e critérios de medição, Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [44] P-PR-LI-8001-SA-MD-FEU-000001-04. Memória descritiva e justificativa, Projeto de Execução com o Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Metro do Porto SA.
- [45] C-IN-LI-8000-GG-NT-FAG-000019-00. Nota técnica da instrumentação no Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, ACA-Ferrovial, Metro do Porto SA.
- [46] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000031-00. Avaliação de risco de danos e instrumentação dos edifícios planta e tabelas 1/4. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [47] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000032-00. Avaliação de risco de danos e instrumentação dos edifícios planta e tabelas 2/4. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [48] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000033-01. Avaliação de risco de danos e instrumentação dos edifícios planta e tabelas 3/4. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [49] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000034-01. Avaliação de risco de danos e instrumentação dos edifícios planta e tabelas 4/4. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [50] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000026-00. Instrumentação do Túnel - planta e tabelas. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [51] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000027-01. Instrumentação do Túnel - planta, seções e tabelas. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [52] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000028-00. Instrumentação do Poço de Ataque - planta, seções e tabelas. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [53] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000029-00. Instrumentação da vala para caixas 1.1 a 1.3 - planta, seções e tabelas. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [54] P-PR-LI-8001-SA-DS-CJC-000030-00. Instrumentação da vala para caixa 1.7 - planta, seções e tabelas. Projeto de Execução do Desvio por Túnel do Rio de Vila, SENER/CJC/NSE ACE, Metro do Porto SA.
- [55] Grupo Sixense (2020). *ATLAS INSAR Advanced Solutions: Technology overview and deliverables*. Proposta do subempreiteiro de monitorização para o tramo da Linha Rosa (G), ACA-FERROVIAL ACE, Metro do Porto SA.
- [56] <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/12.pdf> , Acesso em Setembro 2021.
- [57] <http://www.sinergeo.pt/spt-standard-penetration-test/> , Acesso em Setembro 2021.

ANEXOS

Quadro 6-1 - Grau de alteração do maciço rochoso (ISRM, 19981)

Grau de Alteração	Termo	Descrição
W1	São	Não ocorrem sinais visíveis de meteorização. Apenas uma ligeira descoloração ao longo das maiores descontinuidades.
W2	Pouco alterado	Maciço levemente descolorado. Oxidação ao longo das descontinuidades. Maciço ligeiramente enfraquecido
W3	Medianamente alterado	Maciço consideravelmente enfraquecido, totalmente descolorado. Menos de 35% da rocha encontra-se decomposta ou desintegrada.
W4	Muito alterado	Mais de 35% da rocha encontra-se desintegrada ou decomposta. O material apresenta baixa resistência mecânica. Não se desagrega quando imerso em água.
W5	Decomposto	Todo o material da rocha está decomposto ou desintegrado para solo. O maciço desagrega-se quando imerso em água. Mantém a estrutura da rocha original.
W6	Solo residual	Todo o material foi convertido em solo. A estrutura do maciço e o fabric foi destruído. Ocorreu uma grande variação de volume, mas o solo não sofreu transporte significativo.

Quadro 6-2 - Grau de fraturação do maciço rochoso (ISRM, 1981)

Grau de fraturação	Termo	Afastamento (cm)
F1	Muito afastadas	>200
F2	Afastadas	60-200
F3	Medianamente afastadas	20-60
F4	Próximas	6-20
F5	Muito próximas	<6

Quadro 6-3 - Condições das descontinuidades (Hoek et al, 1998)

Condições das descontinuidades	Termo	Descrição
d1	muito boas	Muito rugosa, superfície fresca inalterada.
d2	boas	Descontinuidades rugosas, levemente alteradas, com óxidos de ferro.
d3	moderada	Descontinuidades onduladas, muito a moderadamente alteradas.
d4	fracas	Descontinuidades polidas, com superfícies muito alteradas, preenchida por solos compactos ou fragmentos angulares de rocha.
d5	muito fracas	Descontinuidades polidas, com superfícies muito alteradas e preenchimento argiloso.

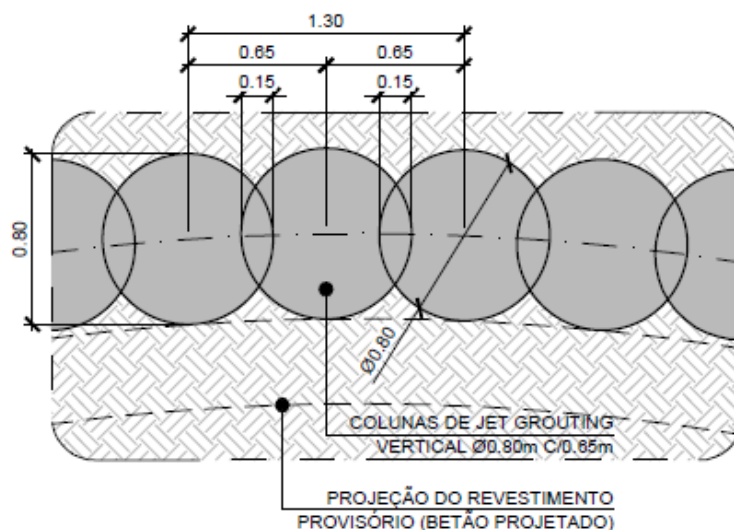
Quadro 6-5 - Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G1 a G4

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

(1) constante da rocha intacta de Hoek e Brown (1980): valores definidos com base em indicações de Hoek et al. (1995), Betournay et al. (1991) e utilizando a relação aproximada $m_i \approx C_o/T_o$, sendo C_o e T_o as resistências à compressão e à tração.

Quadro 6-6 - Parâmetros geotécnicos de referência para as zonas G5 a G7

Zona geotécnica	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_o
G5	20	120	25	35	0,40
G6	19	45	5	32	0,35
G7	19	10	0	28	0,55



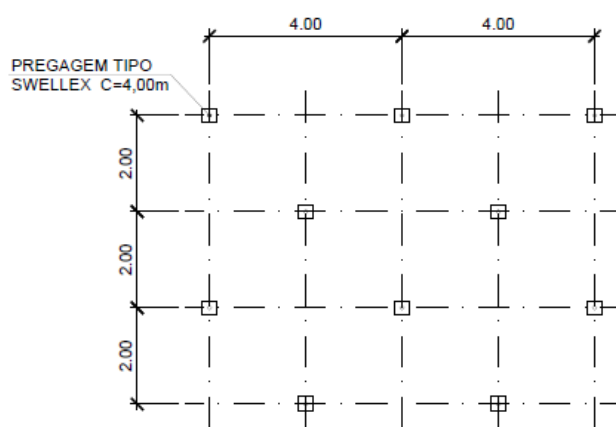
PORMENOR DOS TRATAMENTOS

esc. 1:25

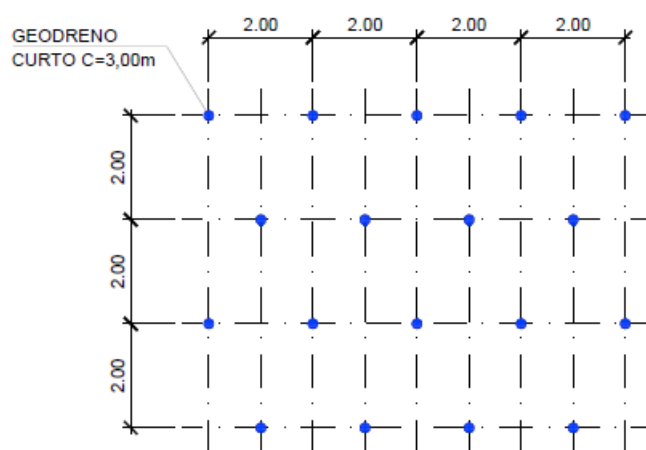


SEQUENCIA DE EXECUÇÃO DOS TRATAMENTOS

esc. 1:50



PREGAGENS TIPO SWELLEX
DISPOSIÇÃO TIPO



GEODRENO
DISPOSIÇÃO TIPO