



Leonardo de Almeida Ferreira

**Análise da Instrumentação do Túnel
Milagres, obra Integrante da
Transposição do Rio São Francisco**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio

Orientadores: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Co-orientador: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Rio de Janeiro

Março de 2020



Leonardo de Almeida Ferreira

**Análise da Instrumentação do Túnel Milagres,
obra integrante da Transposição do Rio São
Francisco**

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof^a. Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Co-orientadora

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof^a. Ana Cristina Castro Sieira

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Sandro Salvador Sandroni

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. José Tavares Araruna Júnior

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 02 de março de 2020.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Leonardo de Almeida Ferreira

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF) em 2004, exerce a profissão de Engenheiro Civil desde então, pós-graduado em Auditoria, Avaliações e Perícias de Engenharia pelo Instituto de Pós-Graduação IPOG (2016). Atua na execução de obras civis e de infraestrutura, bem como na execução de projetos estruturais e de fundações. Trabalhou nas obras do Projeto de Transposição do Rio São Francisco e Canal Adutor do Sertão Alagoano. Desempenhou atividades na Secretaria Nacional de Programas Urbanos do Ministério das Cidades e na Secretaria de Infraestrutura Hídrica do Ministério da Integração Nacional. Atualmente é Analista de Infraestrutura do Ministério da Economia com exercício no Ministério do Desenvolvimento Regional, aprovado em concurso público desde 2008. Ingressou em 2017 no curso de Mestrado em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, na área de Geotecnia, desenvolvendo dissertação de mestrado na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental aplicada a Túneis.

Ficha Catalográfica

Ferreira, Leonardo de Almeida

Análise da Instrumentação do Túnel Milagres, obra integrante da Transposição do Rio São Francisco / Leonardo de Almeida Ferreira; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão; co-orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes. – 2020.
v., 132 f.; il. ; 29,7 cm

1. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia civil e ambiental - Teses. 2. Análise de Convergência. 3. Análise de Recalques. 4. Túneis. 5. Integração São Francisco. I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

A todos que acreditam em mim.

Agradecimentos

Inicio estes agradecimentos citando aqueles que me presentaram com minha existência, meus pais Sônia Maria e Carlos Umberto, que além da vida, me proporcionaram um lar para que eu pudesse desenvolver minhas faculdades físicas, intelectuais e espirituais. Agradeço minha irmã Isabel por tantos momentos de apoio e incentivo em minha caminhada, pela qual estendo este agradecimento a meus familiares, sejam de sangue ou não.

Agradeço ao amigo Leilo, que, com grande desprendimento, foi uma ponte para que pudesse iniciar esta caminhada. Ao amigo Bréia, pelo incentivo!

Agradeço aos amigos João, Márcio, Renata, Ruan e Sérgio pela paciência e auxílio, sempre que necessitei.

Ao amigo Sandro Barboza, por ter entendido minha necessidade em me qualificar. Aos amigos Bruno Cravo e Cláudio Larivoir, pelo apoio nos materiais de pesquisa.

Agradeço a meus orientadores Sayão e Anna Laura, além de mentores acadêmicos considero vocês grandes amigos, gratidão pela paciência, carinho e altruísmo.

Por fim, dedico esta conquista a meus amores Anamaria e Antônio, por me proporcionarem o amor, a paz e o equilíbrio necessários nesta caminhada.

Ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, por me franquear tanto conhecimento.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

A Deus por tudo!

Resumo

Ferreira, Leonardo de Almeida; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Orientador); Nunes, Anna Laura Lopes da Silva (Co-orientadora). **Análise da Instrumentação do Túnel Milagres, obra integrante da Transposição do Rio São Francisco**. Rio de Janeiro, 2020. 132p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta dissertação apresenta um resumo geral sobre as obras de construção do Túnel Milagres, escavado em rocha (filito), com extensão de 818 metros, entre os municípios de Salgueiro (PE) e Penaforte (CE). Este túnel faz parte do Projeto de Integração do São Francisco (PISF), em execução desde 2007, e com inauguração prevista para 2021. O trabalho aborda brevemente os métodos de classificação de maciços rochosos, os métodos de escavação de túneis e a importância da instrumentação geotécnica na execução desta obra. São estudadas seis seções instrumentadas da escavação do Túnel Milagres, avaliando-se os deslocamentos medidos por meio das convergências e os recalques. Observou-se que as medições de convergência e de recalque estão interligadas. Verificou-se, ainda, a estabilização das seções monitoradas após 60 dias.

Palavras-chave

Transposição; Rio São Francisco; túnel Milagres; instrumentação de túneis; convergência; recalque.

Abstract

Ferreira, Leonardo de Almeida; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Advisor); Nunes, Anna Laura Lopes da Silva (Co-advisor). **Analysis of the Instrumentation of the Milagres tunnel, an integral part of the Transposition of the São Francisco River**. Rio de Janeiro, 2020. 132p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This dissertation presents a general summary on the excavation works of the Milagres Tunnel, excavated in rock (Phyllite), with an extension of 818 meters, between the municipalities of Salgueiro (PE) and Penaforte (CE). This tunnel is part of the São Francisco Transposition Project (PISF), under construction since 2007, and planned to be inaugurated in 2021. This work briefly addresses the classification methods of rocky masses, the tunneling excavation methods of and the importance of geotechnical instrumentation on this project. Six instrumented sections of the excavation of the Milagres Tunnel are evaluated, focusing at the measured values of convergence and displacements. It is observed that convergence and settlement measurements are interconnected. stabilization of the monitored sections was observed after 60 days has been noted.

Keywords

Transposition; São Francisco River; Milagres Tunnel; tunnel instrumentation; convergence; settlements.

Sumário

1	Introdução	16
1.1.	Considerações Iniciais	16
1.2.	Objetivos do Estudo	20
1.3.	Estrutura do Trabalho	21
2	Revisão Bibliográfica	22
2.1.	Métodos Construtivos	22
2.1.1.	Método <i>Drill and Blasting</i>	22
2.1.2.	Método <i>Tunnel Boring Machine</i> (TBM)	25
2.1.3.	Método ADECO-RS	27
2.1.4.	Método NATM	31
2.1.5.	Método NMT	36
2.2.	Fatores condicionantes para escavação de túneis	37
2.2.1.	Classificação de Terzaghi (1946)	38
2.2.2.	Classificação de Lauffer (1958)	39
2.2.3.	Classificação Geomecânica RMR (1976)	41
2.2.4.	Sistema de Classificação Geomecânica Q	43
2.3.	Técnicas de Instrumentação e Monitoramento em túneis	45
2.3.1.	Medidas de Convergência	46
2.3.2.	Medidas de Tensão	51
2.3.3.	Medidas de Recalque	51
2.3.4.	Instrumentação mais utilizada em túneis	52
3	Principais Obras de Engenharia do PISF	56
3.1.	Arranjo Geral do PISF	56
3.2.	Transposições pelo mundo	58
3.3.	Aquedutos	60
3.4.	Barragens	61
3.5.	Canais	64

3.6. Estações de Bombeamento	67
3.7. Túneis	68
4 Estudo de Caso: Túnel Milagres	70
4.1. Características do Túnel Milagres	70
4.2. Características Geológico-Geotécnicas	74
4.3. Características do Projeto Executivo	80
4.4. Método Executivo	81
4.5. Medidas de Convergência e Recalques	93
4.6. Metodologia de Análise	99
4.7. Resultados e Análises	102
4.7.1. Seção S1 – Classe III	102
4.7.2. Seção S2 – Classe IV	106
4.7.3. Seção S3 – Classe IV	110
4.7.4. Seção S6 – Classe IV	113
4.7.5. Seção S17 – Classe III	116
4.8. Comparação entre as Medidas de Convergência e de Recalque	120
5 Conclusões e Recomendações	126
5.1. Conclusões	126
5.2. Recomendações para Pesquisas Futuras	128
6 Referências Bibliográficas	129

Lista de Figuras

Figura 1 – Projeto do Império que mostra o Canal que ligaria o São Francisco a rios do Ceará (SENADO FEDERAL, 2017).	17
Figura 2 – Conformação atual do Projeto de Integração do São Francisco (MDR, 2019).	20
Figura 3 – Equipamento hidráulico Jumbo para perfuração de túneis (Furukawa).	23
Figura 4 – Plano de fogo da seção transversal típica do Túnel Milagres (MI, 2015).	25
Figura 5 – Equipamento TBM (CPTM, 2019).	26
Figura 6 – Técnica de escavação ADECO (Adapt. de Lunardi, 2008).	28
Figura 7 – Superfícies de extrusão em função da distância do <i>invert</i> (em azul) à face de escavação (Adapt. de Lunardi, 2008).	30
Figura 8 – No método Novo o maciço se auto sustenta; no método antigo, o maciço que carrega o suporte (Adapt. de Sing & Goel, 2006).	33
Figura 9 – Lançamento de camada de concreto projetado no Túnel Milagres (MI, 2017).	34
Figura 10 – Suporte ou revestimento externo não muito cedo, nem muito tarde, não muito duro, nem muito flexível (Adapt. de Müller et al., 1991, Sing & Goel, 2006).	35
Figura 11 – Arco produzido por tirantes (Talobre, 1957).	36
Figura 12 – Categorias de suporte estimadas com base na qualidade do índice Q do túnel (Adapt. de Grimstad & Barton, 1993).	45
Figura 13 – Curvas típicas de taxa de convergência vs tempo de túnel (Adapt. de USACE, 1997).	48
Figura 14 – Arranjos de instrumentação e estações de medição ao longo do eixo do túnel: ponteiras, estações de medição e EDM (Adapt. de Kontogianni & Stirus, 2003).	49
Figura 15 – Os dois Eixos, Norte e Leste do PISF (RIMA, 2004).	58

Figura 16 – Aqueduto Mari, Eixo Norte - PISF (2017).	61
Figura 17 – Aqueduto Terra Nova, Eixo Norte – PISF, em detalhe o encontro entre o canal e o aqueduto (PISF 2017).	61
Figura 18 – <i>Cut-off</i> da Barragem de Milagres – PISF (2010).	63
Figura 19 – Vista superior da Barragem de Milagres – PISF (2016).	63
Figura 20 – Canal sendo regularizado, escavado em material de segunda categoria – PISF (2010).	64
Figura 21 – Canal regularizado com aplicação de concreto magro – PISF (2010).	65
Figura 22 – Canal com aplicação de geomembrana – PISF (2010).	65
Figura 23 – Processo de aplicação do concreto no Canal – PISF (2010).	66
Figura 24 – Trecho de Canal concluído – PISF (2010).	66
Figura 25 – Construção da Estação de Bombeamento 3 Eixo Leste – PISF (2016).	67
Figura 26 – Construção da Estação de Bombeamento 1 Eixo Norte – PISF (2016).	67
Figura 27 – Estação de Bombeamento 2 Eixo Norte – PISF (2017).	68
Figura 28 – Escavação do emboque do Túnel Cuncas I – PISF (2008).	69
Figura 29 – Execução do Túnel Eng.º Giancarlo Lins Cavalcanti – PISF (2016).	69
Figura 30 – Localização do Túnel Milagres – PISF (MDR 2019).	71
Figura 31 – Seções típicas do Túnel Milagres no Projeto Executivo Original – PISF (MDR, 2019).	73
Figura 32 – Seções típicas do Túnel Milagres no Projeto Executivo Alterado – PISF (MDR, 2019).	73
Figura 33 – Emboque e desemboque com a área de adensamento populacional sobre o traçado do Túnel Milagres – PISF (Adapt. de Google Earth, 2018).	74
Figura 34 – Determinação dos blocos formados pelas intersecções das discontinuidades mapeadas no maciço do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).	75
Figura 35 – Planta e perfil longitudinal das investigações geológico-geotécnicas do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).	77
Figura 36 – Perfis de sondagens mistas do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).	78

Figura 37 – Amostras de testemunhos recuperados das sondagens (MDR, 2019).	78
Figura 38 – Fotomicrografias com composição mineralógica de quartzo (Qtz), plagioclásio ((Pl), muscovita (Ms), óxidos (Ox) e cimento (Cim) (MDR, 2019).	78
Figura 39 – Classificação geológico-geotécnica real do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).	79
Figura 40 – Gráfico indicando as categorias de suporte do Projeto Executivo do Túnel Milagres (MDR, 2019).	80
Figura 41 – Limites das Categorias de Suporte e seus respectivos tratamentos (MDR, 2019).	81
Figura 42 – Escavação em NATM do emboque do Túnel Milagres – PISF (2014).	82
Figura 43 – Início da Marcação da Topografia do Plano de Fogo do Túnel Milagres – PISF (2014).	82
Figura 44 – Final da Marcação da Topografia do Plano de Fogo do Túnel Milagres – PISF (2014).	83
Figura 45 – Perfuração do Plano de Fogo do Túnel Milagres – PISF (2014).	83
Figura 46 – Execução do Carregamento para detonação do Túnel Milagres – PISF (2014).	84
Figura 47 – Sistema de Ventilação do Túnel Milagres, em operação – PISF (2014).	84
Figura 48 – Remoção de material da frente de detonação do Túnel Milagres – PISF (2014).	85
Figura 49 – Bate choco da frete de escavação do Túnel Milagres – PISF (2018).	85
Figura 50 – Aplicação de Concreto Projetado do Túnel Milagres – PISF (2014).	86
Figura 51 – Perfuração para instalação de Tirantes do Túnel Milagres – PISF (2015).	86
Figura 52 – Instalação de Cambotas Metálicas Treliçadas do Túnel Milagres – PISF (2015).	87
Figura 53 – Cambotas Metálicas cobertas por Concreto Projetado no Túnel Milagres – PISF (2015).	87
Figura 54 – Perfil do Túnel Milagres x Produção – PISF (MDR, 2019).	88
Figura 55 – Perfil do Túnel Milagres x Produção – PISF (MDR, 2019).	89

Figura 56 – Perfil do Túnel Milagres x Produção – PISF (MDR, 2019).	89
Figura 57 – Vista do emboque do túnel com reforço instalado, PISF (2016).	89
Figura 58 – Vista do desemboque do túnel com reforço instalado, PISF (2016).	90
Figura 59 – Mapeamento de estruturas geológicas e identificação de classe de maciço no espelho do Túnel Milagres (Adapt. de MDR, 2019).	91
Figura 60 – Perfil com a categoria de suporte utilizada ao longo da escavação do Túnel Milagres (MDR, 2019).	92
Figura 61 – Perfil Longitudinal com Locação das Seções Instrumentadas do Túnel Milagres – Seção 01 a Seção 09 (MDR, 2019).	94
Figura 62 – Perfil Longitudinal com Locação das Seções Instrumentadas do Túnel Milagres – Seção 10 a Seção 17 (MDR, 2019).	95
Figura 63 – Perfil Transversal das Seções S1 Instrumentadas do Túnel Milagres (MDR, 2019).	97
Figura 64 – Perfil Transversal das Seções S2 Instrumentadas do Túnel Milagres (MDR, 2019).	97
Figura 65 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S1.	104
Figura 66 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S1.	106
Figura 67 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S2.	108
Figura 68 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S2.	109
Figura 69 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S3.	111
Figura 70 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S3.	112
Figura 71 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S6.	114
Figura 72 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S6.	116
Figura 73 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S17.	118

Figura 74 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S17.	120
Figura 75 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S1.	121
Figura 76 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S2.	122
Figura 77 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S3.	122
Figura 78 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S6.	123
Figura 79 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S17.	123

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Sistema de Classificação RMR (Adapt. de Bieniawski, 1989).	42
Tabela 2 – Principais instrumentos utilizados em obras subterrâneas (adapt. SINGH e GOEL, 2006, SINHA, 1989, MAZO, 1998).	55
Tabela 3 - Seções adotadas para as análises de convergência e recalques.	101
Tabela 4 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S1.	103
Tabela 5 – Recalques com o avanço da escavação – Seção S1	105
Tabela 6 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S2.	107
Tabela 7 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S2.	109
Tabela 8 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S3.	110
Tabela 9 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S3.	112
Tabela 10 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S6.	113
Tabela 11 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S6.	115
Tabela 12 – Medidas de convergência com o avanço da escavação–Seção S17.	117
Tabela 13 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S17.	119

1 Introdução

1.1. Considerações Iniciais

A deficiência hídrica do Sertão Nordestino não é novidade para os brasileiros.

No Nordeste vivem atualmente cerca de 28% da população brasileira, o que significa quase 60 milhões de pessoas. Entretanto, a disponibilidade hídrica desta região não corresponde à proporção de habitantes. A disponibilidade de água no Nordeste é de apenas 3% do total do País segundo o Ministério do Desenvolvimento Regional.

O Brasil tem abundantes recursos hídricos em seu território, porém, verifica-se que grande parcela da água disponível se encontra na Região Norte, enquanto a Região Nordeste é sujeita a escassez periódica.

Em meio à escassez hídrica nordestina, existe o Rio São Francisco, que detém aproximadamente 70% da oferta de água da região. O Rio São Francisco, ou Rio da Integração Nacional, tem esse título por ser o caminho de ligação do Sudeste e Centro-Oeste com o Nordeste. Desde as nascentes, na Serra da Canastra, em Minas Gerais, até sua foz, na divisa de Sergipe e Alagoas, ele percorre 2.700km, tendo mais de 165 afluentes, dos quais apenas 99 são perenes, por conta da variação dos índices pluviométricos da Bacia do São Francisco, que variam de 1.900mm anuais, na Serra da Canastra, a 350mm, no Semiárido Nordestino. Já os índices relativos à evaporação mudam inversamente e crescem de acordo com a distância das nascentes, variando de 500mm anuais, na cabeceira, a 2.200mm anuais em Petrolina (PE), por exemplo, RIMA (2004).

De acordo com o Ministério do Desenvolvimento Regional, a Bacia do Rio São Francisco tem 634 mil quilômetros quadrados de área que se estendem pelos Estados de Minas Gerais, Bahia, Pernambuco, Alagoas, Sergipe Goiás e Distrito Federal. Sua Bacia é composta por 504 municípios, cerca de 10% do número total de municípios do País, sendo que, 85% destas cidades estão em Minas Gerais e Bahia.

Mais de 18 milhões de pessoas, segundo dados do IBGE (2010), habitam a área da Bacia São Francisco.

Entre os anos de 1877 e 1879, o Nordeste brasileiro viveu um capítulo muito triste de sua história, uma grande seca, devastadora, uma verdadeira calamidade, responsável pela morte de mais de 400.000 pessoas. Sendo três anos seguidos sem chuvas, colheita, plantio, sem água para dessedentação humana ou animal, dizimando rebanhos e a população.

Sensibilizado pelos acontecimentos, Dom Pedro II tocava com frequência no tema da estiagem nas “falas do trono”, que eram os pronunciamentos bianuais que ele proferia no Senado. Em 1878, em meio a violenta e histórica seca no Nordeste, discursou: “O flagelo da seca devasta há quase dois anos uma parte considerável do Norte do Império, afligindo profundamente o meu coração. Para minorar as consequências de tamanha calamidade, o governo tem empregado os meios a seu alcance”, SENADO FEDERAL (2017).

As “falas do trono” não trataram da Transposição do São Francisco, porém, para comprovação de que Pedro II já atuava com medidas de combate à seca, o tema constava da pauta do governo. Em 1852 contratou o engenheiro Alemão Henrique Halfeld para elaborar um projeto, conforme visto na Figura 1, que desviasse água do Rio São Francisco para outros pontos do Semiárido Nordestino.

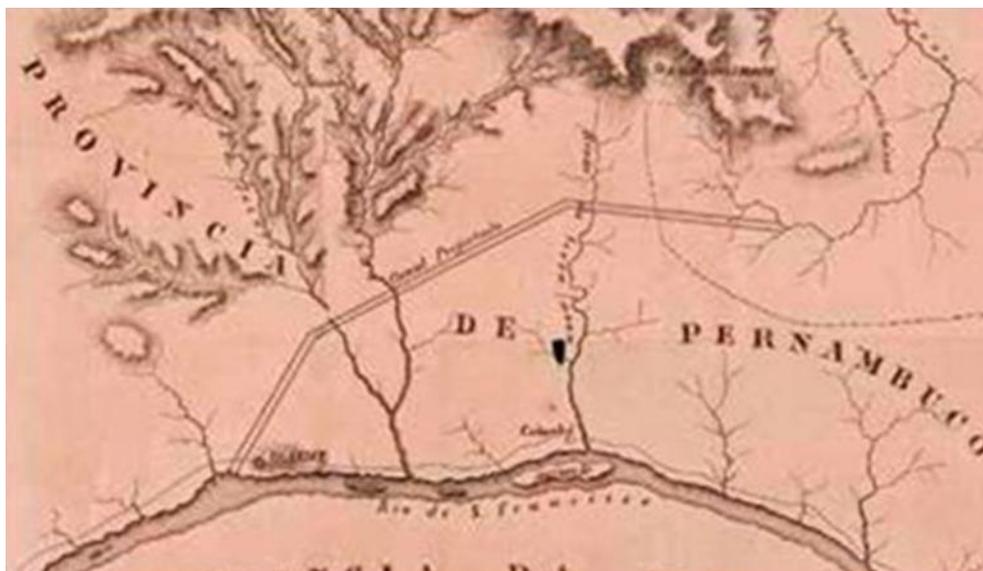


Figura 1 – Projeto do Império que mostra o Canal que ligaria o São Francisco a rios do Ceará (SENADO FEDERAL, 2017).

Após mais de um século do fim da grande seca do Nordeste brasileiro e do primeiro projeto de transposição do Rio São Francisco, solicitado pelo Imperador Pedro II, o início das obras do Projeto de Integração do São Francisco (PISF) foi afinal autorizado pela Licença Prévia nº 200/2005, em abril de 2005.

O PISF foi a alternativa estrutural mais consistente para o abastecimento de água no Semiárido Nordestino. Avaliações e estudos técnicos, abrangendo o impacto ambiental e a viabilidade técnica e econômica, foram executados segundo o Plano Decenal da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco, elaborado pela ANA (Agência Nacional de Águas).

O Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF) é a maior obra de infraestrutura hídrica do País, definida dentro da Política Nacional de Recursos Hídricos. Com cerca de 700 quilômetros de extensão total, o empreendimento tem dois eixos principais (Leste e Norte), com o objetivo de garantir a segurança hídrica de 12 milhões de pessoas, residentes nos estados de Pernambuco, Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba, onde as estiagens severas são frequentes.

Os dois eixos do projeto englobam a construção de grandes obras de infraestrutura: 13 aquedutos, 09 estações de bombeamento, 27 reservatórios, 09 subestações, 270 quilômetros de linhas de transmissão em alta tensão e 04 túneis. Com 15Km de extensão, o túnel Cuncas é o maior da América Latina para transporte de água.

A prioridade do projeto é o abastecimento humano. Entretanto, é considerado também como um instrumento que promove o desenvolvimento regional do interior e das zonas metropolitanas dos quatro estados beneficiados (Ceará, Rio Grande do Norte, Pernambuco e Paraíba).

Além de atender a prioridade de abastecimento, o projeto possibilitará o desenvolvimento econômico, com o aproveitamento dos reservatórios locais para empreendimentos turísticos e irrigação.

O São Francisco garantirá o abastecimento de água de grandes centros urbanos (ex: Fortaleza, Juazeiro do Norte, Campina Grande, Caruaru) e muitas cidades de porte médio no interior do Nordeste.

O Projeto não prejudicará o Rio São Francisco. Resultados de simulação hidrológica utilizadas pela ANA (Agência Nacional de Águas) indicam que, mesmo em períodos secos, o projeto pode desviar 26,4m³/s da vazão do rio que é despejada

no mar. No período de cheia, a captação pode chegar a 127m³/s, sem prejudicar o fluxo do rio, conforme Licença Prévia (2005).

Os dois eixos de transferência de água, indicados na Figura 2, são organizados em seis trechos de obras, denominados Metas 1N, 2N, 3N, 1L, 2L e 3L, sendo N de Eixo Norte e L de Eixo Leste. Atualmente (março de 2020), o empreendimento apresenta cerca de 97% de avanço médio, sendo 96% no Eixo Norte e 100% no Eixo Leste.

Os túneis acompanham o desenvolvimento humano desde sempre, MOREIRA (2006) cita que há indícios em cavernas pré-históricas francesas e chinesas sugerindo que, já naquela época, havia algum conhecimento sobre estabilidade de cavidades subterrâneas. Tumbas, canais de irrigação e minas foram outros propósitos históricos a que se prestaram túneis já a partir do período Neolítico. Narrativas do grego Heródoto descrevem a utilização de túneis no século VI a.C. para derivação de água em rios, construídos por Tales de Mileto. Aos romanos antigos cabe a responsabilidade pela Cloaca Massima em Roma, túnel para condução de esgoto e o mais famoso de seu tempo, por suas dimensões e complexidade.

A presente pesquisa trata do Túnel Milagres, localizado no Eixo Norte, Meta 1N, buscando analisar o comportamento mecânico da estrutura, escavada predominantemente em filito com graus de alteração distintos, resultando em deformações de convergência desde desprezíveis a muito significativas, concorrendo para o aumento de riscos de rupturas no intradorso do túnel.

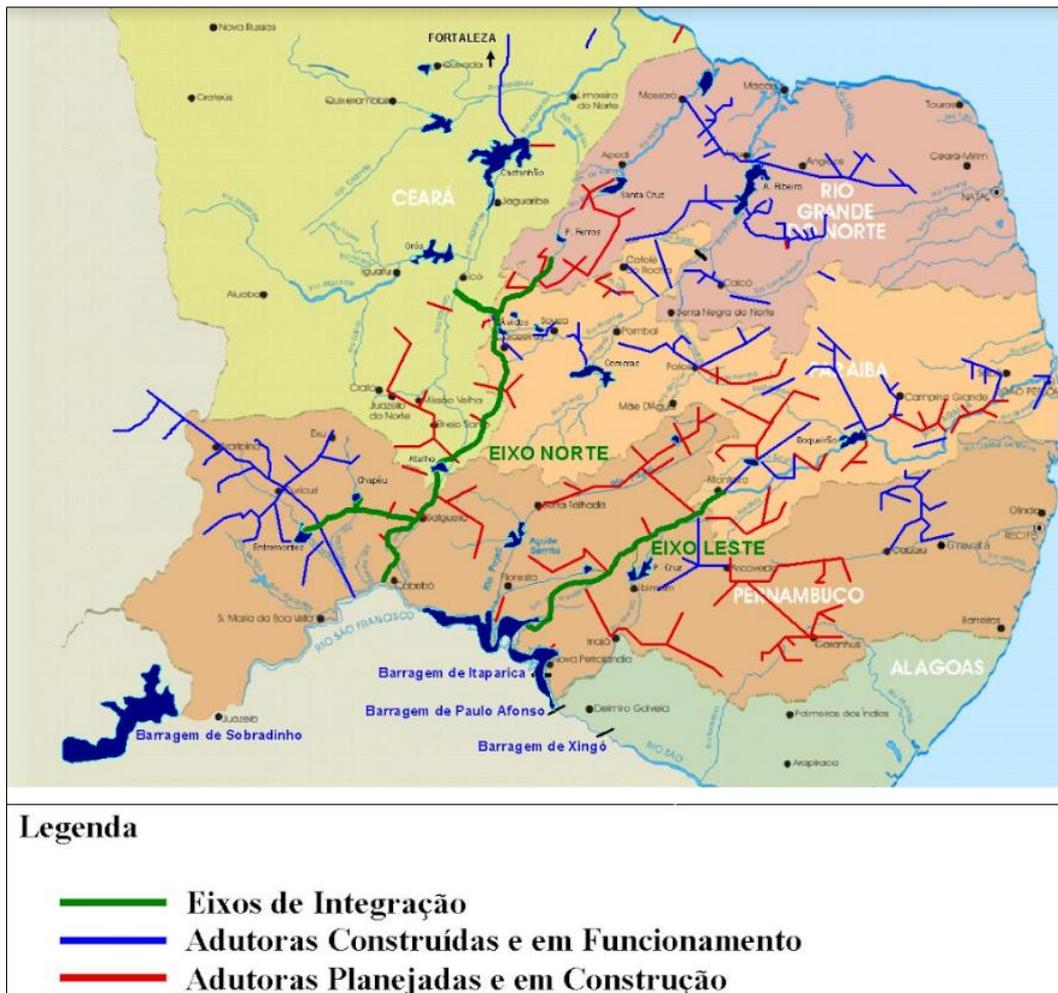


Figura 2 – Conformação atual do Projeto de Integração do São Francisco (MDR, 2019).

1.2. Objetivos do Estudo

O trabalho em questão tem como objetivo geral analisar uma estrutura que compõe o Projeto de Integração do São Francisco, mais precisamente a análise das medidas de convergência e recalque do Túnel Milagres, situado no município pernambucano de Salgueiro, escavado em filito com graus de alteração distintos.

Para tal, foram utilizados os dados da instrumentação (pinos de convergência e tassômetros). Posteriormente selecionou-se seções com diferentes classificações de maciço e suportes. De posse do material, foram elaboradas análises que compreendem a verificação e comparação das medidas de convergência e de recalque, além da evolução com o tempo.

1.3. Estrutura do Trabalho

Para melhor entendimento dos resultados e objetivos propostos, este trabalho está dividido da seguinte forma:

O Capítulo 2 apresenta uma breve revisão sobre os métodos construtivos e os fatores condicionantes da escavação de túneis, as principais técnicas de instrumentação e monitoramento, e as classificações de maciços rochosos;

O Capítulo 3 descreve o arranjo geral do Projeto de Integração do Rio São Francisco, ressaltando sua importância, e as principais estruturas e aspectos construtivos – aquedutos, barragens, canais, estações de bombeamento e túneis, além de um breve relato sobre obras similares pelo mundo;

O Capítulo 4 apresenta o caso estudado, com as características geológico-geotécnicas, o método executivo do túnel Milagres, as análises dos resultados do monitoramento da convergência e recalques, e as classes do maciço;

No Capítulo 5, estão resumidas as principais conclusões dos estudos, com comentários e sugestões de estudos futuros.

2 Revisão Bibliográfica

Este capítulo apresenta os principais métodos construtivos de túneis e aborda também as metodologias mais utilizadas para a classificação de maciços rochosos, contemplando-se o método construtivo e de classificação de maciço do túnel Milagres. Adicionalmente trata das diversas técnicas auxiliares ao monitoramento qualitativo de segurança de obras de túneis.

2.1. Métodos Construtivos

Segundo FOÁ (2005), as vantagens de uma estrutura subterrânea, em particular aquelas relacionadas com a proteção do meio ambiente, não são facilmente quantificadas em termos de valor monetário, o que torna desproporcional a comparação de obras subterrâneas com soluções superficiais.

FRANÇA (2006) destaca que, ao longo da história dos túneis, muitas obras foram realizadas de forma empírica, contando com a experiência de construtores e, mais tarde, engenheiros. Em uma classificação simplificada, SAUER e MERGELBERG (2004) dividem as metodologias de escavação em Túneis Mineiros e Túneis Mecanizados.

Existem diversos métodos construtivos, todavia, os mais importantes e empregados atualmente são os métodos *Drill and Blasting* e o TBM (*Tunnel Boring Machine*).

2.1.1. Método *Drill and Blasting*

O *Drill and Blasting* é composto pelas etapas de perfuração, carregamento de explosivos, tamponamento, ignição, retirada dos gases pós-explosão por ventilação, extração do material geológico desmontado e instalação de suportes no túnel. Estas etapas foram conceituadas por Kolymbas (2005).

Perfuração

Nesta etapa, são executados os furos na rocha onde os explosivos serão acondicionados. Perfurações rotativas e à percussão são aplicadas para produzir orifícios com diâmetros entre 17 a 127mm com taxas de perfuração de até 3m/minuto. A posição e a geometria dos furos são planejadas pela engenharia, por meio de um plano de fogo, podendo ser garantidas com precisão por equipamentos chamados jumbo, apresentados na Figura 3, contendo de dois a seis braços de perfuração, os quais podem executar os furos simultaneamente.



Figura 3 – Equipamento hidráulico Jumbo para perfuração de túneis (Furukawa).

Carregamento dos Explosivos

O carregamento varia de acordo com tipo de explosivo utilizado. Cartuchos de explosivos são inseridos com a ajuda de tarugos ou barras. O carregamento pode ser também realizado com explosivos em pó ou em emulsão. Neste caso são projetados ou bombeados para dentro dos furos.

Tamponamento

Para a fragmentação da rocha, os gases de detonação devem ficar confinados e, portanto, sem possibilidade de expansão. Por esse motivo, os furos de detonação devem ser tamponados com cartuchos de areia ou sacos com água. Para furos longos de detonação, a coluna de ar pode prover um tamponamento suficiente. O tamponamento facilita a trituração da rocha durante a explosão e diminui a quantidade de gases no túnel.

Ignição

A ignição do explosivo propaga-se com velocidade de até 8km/s, em função das seguintes características: composição química, dimensão, tamponamento e idade do explosivo. A frente de detonação libera os gases, os quais são uma mistura de gases comprimidos. A quantidade de 1kg de explosivo produz cerca de 1m³ de gás sob pressão atmosférica. Os gases comprimidos exercem uma grande pressão sobre as paredes do furo. A quantidade de energia de um explosivo não é excessiva, mas a sua capacidade de liberação de gases é elevada. (Kolymbas, 2005).

A ignição pode ocorrer com detonadores elétricos ou cordéis (cordas detonantes). A carga inicial é inflamada por meio de um fio elétrico incandescente. Os detonadores são colocados na base dos furos de detonação. Os cordéis possuem diâmetro de 5 a 14mm com um núcleo feito de explosivo e são inflamados com um detonador elétrico. A detonação propaga-se pela corda com velocidade de 6,8km/s. A detonação objetiva: (i) fragmentar a rocha em tamanhos que possam ser manipulados, (ii) evitar uma fragmentação excessiva ou insuficiente e (iii) não perturbar a rocha circundante.

Os furos são geometricamente planejados no espaço, para a carga ser acionada e distribuída de forma eficaz. A distribuição das cargas é mais eficiente quando os gases da explosão empurram a rocha contra um espaço livre. Por exemplo, os furos centrais são desprovidos de carga e os furos adjacentes são acionados milissegundos antes dos demais, para que as detonações sejam sucessivas e empurrem a rocha para o espaço livre criado. Um croqui do plano de fogo típico do túnel Milagres, objeto de estudo desta pesquisa, é mostrado na Figura 4.

Ventilação

Explosivos modernos possuem um balanço de oxigênio positivo, porém, podem ainda conter gases tóxicos, tais como CO₂, CO e óxido de nitrogênio. Além disso, a poeira é prejudicial à saúde, em particular a de quartzo. Após a detonação, os trabalhos devem ser retomados após quinze minutos de ventilação com velocidade de ar de 0,3m/s.

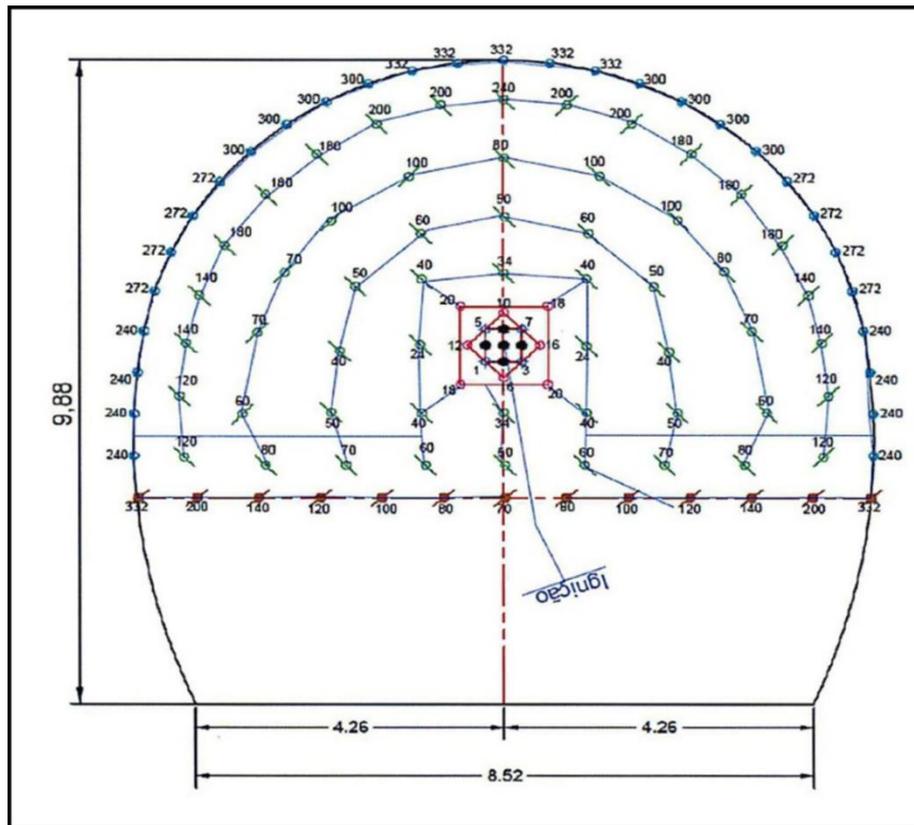


Figura 4 – Plano de fogo da seção transversal típica do Túnel Milagres (MI, 2015).

2.1.2. Método *Tunnel Boring Machine* (TBM)

O TBM é uma máquina de escavação com seção transversal circular, conforme ilustrada na Figura 5. Na porção frontal do TBM estão situados os cortadores circulares. A máquina é empurrada por macacos hidráulicos no sentido da escavação do terreno. Seu escudo frontal é equipado com lâminas que podem ser usadas separadamente. São empregadas principalmente em rochas alteradas e solos. Os macacos têm um alcance entre 0,8 e 1,5m e operam com uma pressão de até 40MPa. Seu suporte é promovido pelas peças instaladas no ciclo de operação anterior.

Segundo CAMPOSINHOS (2008), a complexidade deste tipo de equipamento e o risco inerente desta atividade implicam que o controle das atividades de escavação seja efetuado por uma equipe de trabalho multidisciplinar altamente motivada e treinada. Um controle e monitoramento eficientes são cruciais para prevenir a ocorrência de acidentes. Mesmo assim, são numerosos os registros de acidentes que podem ser encontrados na literatura. Com a utilização cada vez

maior de tuneladoras no meio urbano, os eventuais acidentes têm uma elevada visibilidade e impacto na população.

Após cada avanço, os pistões hidráulicos dos trilhos são retraídos de tal modo que uma parte adicional de linha pode ser adicionada abaixo da proteção da parte traseira da máquina. Durante os avanços subsequentes a lacuna deixada na parte traseira da máquina é preenchida com peças pré-fabricadas de concreto. O impulso aplicado pelo conjunto deve ser suficiente para superar o atrito imposto pela parede da escavação.

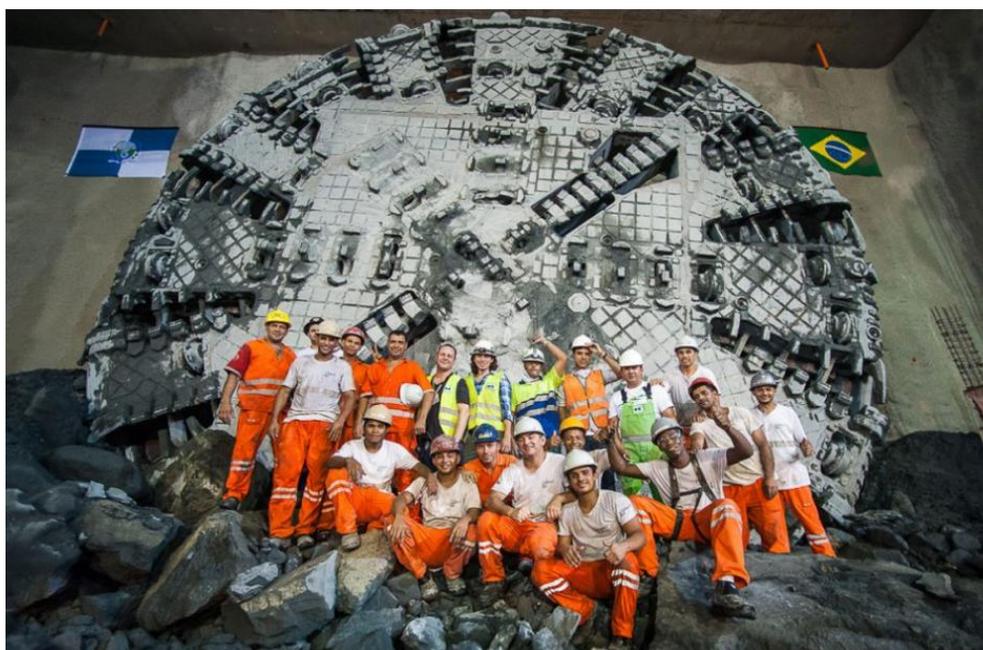


Figura 5 – Equipamento TBM (CPTM, 2019).

Escavação

A escavação pode ser feita com direção elétrica ou hidráulica. A primeira é mais eficiente, porém mais difícil de controlar, enquanto a direção hidráulica é mais flexível. O impulso e torque necessários são determinados empiricamente com base em dados de obras já executadas. O cortador é equipado com as seguintes ferramentas: (i) discos cortadores e brocas de arraste (para rochas); (ii) cinzéis e raspadores (para areias e cascalhos); (iii) raspadores (para solos coesivos).

Segmentos de revestimentos

São feitos de concreto pré-moldado ou ferro fundido com comprimentos de até 2,2m e largura entre 0,6 e 2,0m. Os segmentos formam um anel, o qual é fechado com um segmento chamado “segmento chave”. Os segmentos ocos ou com estrias podem ser utilizados de forma provisória. Os segmentos precisam ser projetados em função do peso e resistência para fim de transporte e instalação.

O uso de concreto armado com fibras de aço simplifica o processo de fabricação e reduz o risco de deslocamento de cunhas do elemento pré-fabricado. Quando as peças pré-fabricadas são encaixadas sob pressão, não precisam ser ancoradas. Entretanto, precisam ser ancoradas durante a instalação. Os revestimentos são impermeáveis, pois são utilizadas juntas de vedação instaladas entre os segmentos. Também existem juntas de vedação expansíveis quando da presença de água.

Limpeza

Numa escavação convencional, o produto da escavação é removido com máquinas e caminhões. Porém, no método TBM, a remoção dos detritos pode ser feita pelos seguintes métodos. (i) Transporte em correias transportadoras e, em sequência, em caminhões ou trens; (ii) Mistura de detritos com água e emulsificantes, para formar uma calda, a ser posteriormente removida por bombeamento.

2.1.3. Método ADECO-RS

Este método foi desenvolvido na Itália, no início da década de 1990, pelo professor Pietro Lunardi (2000). O método ADECO-RS (Análise das Deformações Controladas nas Rochas e Solos) tem como premissa o controle das deformações no meio escavado. Para estudar essas deformações, considera-se o maciço escavado, a ação que realiza as operações de escavação e a reação da deformação mobilizada pelo maciço em resposta à escavação.

Com a chegada da frente de escavação, o núcleo passa de um estado de tensão triaxial a um estado biaxial ou uniaxial e tem comportamentos estável, instável a curto prazo e instável dependendo da carga litostática, do campo de tensões e da velocidade de avanço. Lunardi (2000) afirma que velocidades de propagação elevadas reduzem a propagação da perturbação, ou seja, afeta a resposta da deformação. Para controlar as deformações do maciço escavado, a análise dessas deformações passa a ser essencial.

O método considera três componentes da Resposta da Deformação: extrusão, pré-convergência e convergência (Figura 6). A extrusão é a componente primária que se desenvolve no interior do núcleo de avanço e manifesta-se, em correspondência à superfície delimitada pela frente de escavação, no sentido longitudinal ao eixo do túnel. É medida por instrumentos especiais inseridos longitudinalmente ao núcleo de avanço.

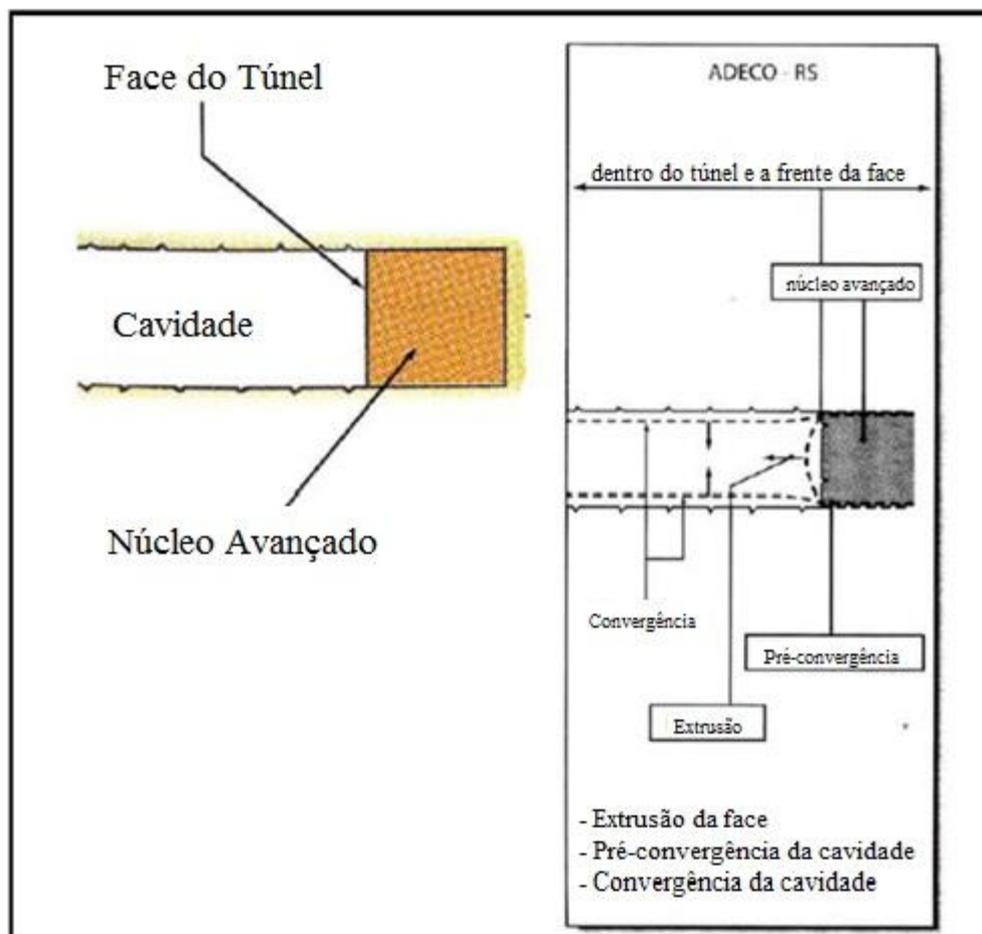


Figura 6 – Técnica de escavação ADECO (Adapt. de Lunardi, 2008).

A pré-convergência é identificada como componente secundária da Resposta de Deformação na convergência do perfil teórico de escavação a montante da frente, sendo avaliada analiticamente por meio de um ábaco de pré-convergência.

A convergência é a terceira componente da Resposta em Deformação na convergência do perfil teórico de escavação a jusante da frente de escavação. É medida por uma trena (“*tape extensometer*”) ou leituras topográficas com miras óticas aplicadas ao perímetro do túnel.

Segundo este método, a convergência é apenas a última etapa de um fenômeno complexo de deformação, que se inicia a montante da frente de escavação, sob a forma de extrusão e pré-convergência do núcleo de avanço, para depois evoluir a jusante, sob a forma de convergência da cavidade.

O método ADECO-RS considera a escavação sempre a seção plena e a intervenção do terreno para sua estabilização a montante da frente de escavação, não à jusante como ocorre no método NATM. Para estabilização do terreno a montante da frente de escavação, utiliza o núcleo de avanço como meio de controle. Para estabilização a jusante da frente de escavação, utiliza a complementação imediata com *invert* (ou arco reverso).

A rigidez do núcleo de avanço pode ser variada, para evitar que a tensão principal menor (σ_3) seja anulada com a chegada da frente de escavação. Desta forma, o núcleo de avanço passa do estado de tensão triaxial para o biaxial ou uniaxial.

Como tecnologia de controle da Resposta de Deformação a montante da frente de escavação, usa-se o reforço ou a proteção. O primeiro é feito de modo a melhorar as características naturais de deformabilidade e resistência do núcleo de avanço, por meio de técnicas de consolidação do mesmo. Utiliza-se a adição de elementos em fibras de vidro, tecnologia concebida pelo prof. Lunardi (2000).

Intervenções de proteção com cambotas metálicas, que redistribuem as tensões na parte externa do núcleo de avanço, garantem a conservação da resistência e da deformabilidade. Utiliza-se a tecnologia de pré-corte mecânico a plena seção, idealizada pelo autor.

Para uma medida mais conservadora de proteção/reforço, o método ADECO-RS utiliza a técnica de *jet grouting* horizontal a plena seção (Lunardi, 2008).

Este método usa como técnica de controle da Resposta de Deformação a máxima aproximação do *invert* da frente de escavação. Dessa maneira, reduz-se a superfície de extrusão e, conseqüentemente, a própria extrusão, conforme ilustrado na Figura 7.

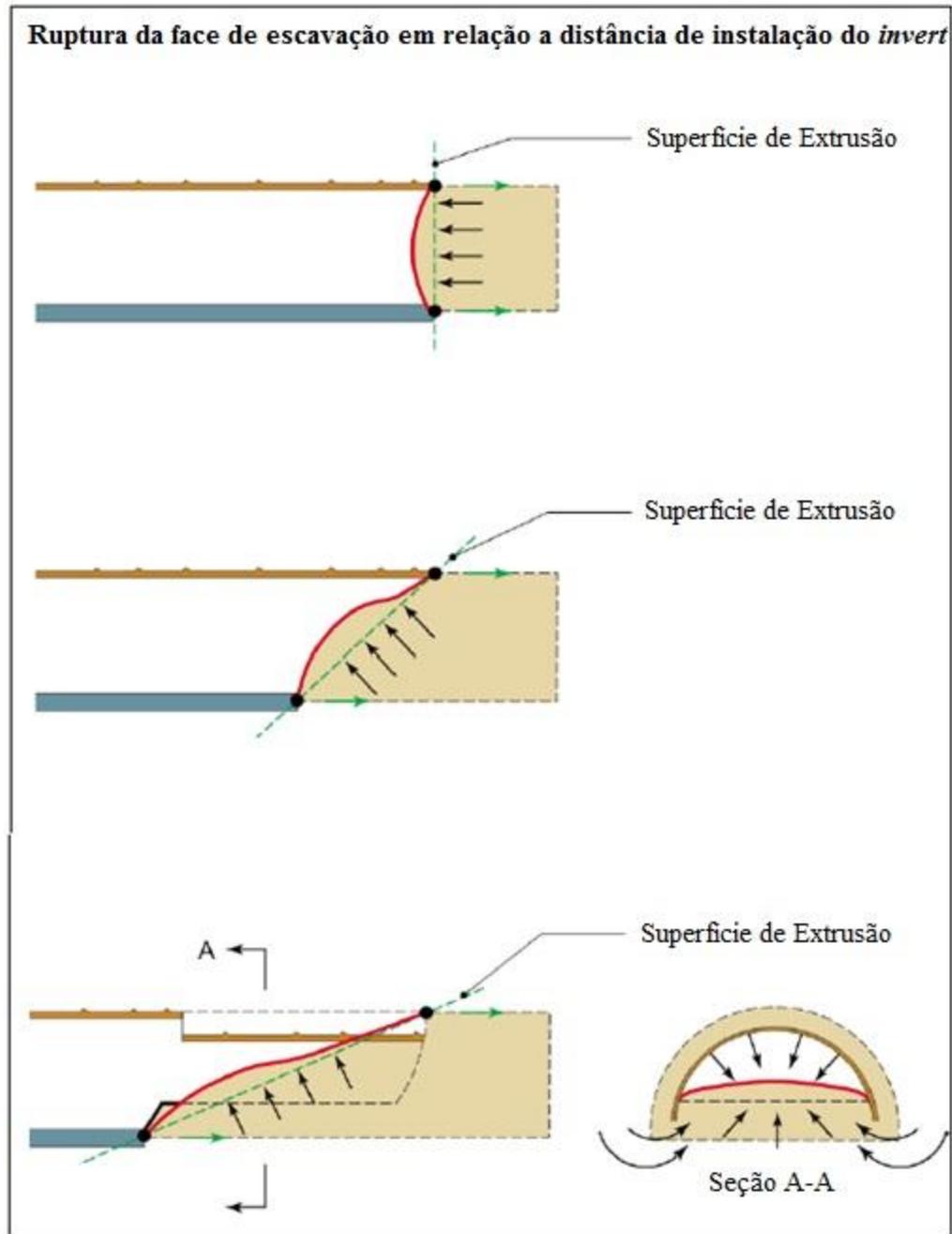


Figura 7 – Superfícies de extrusão em função da distância do *invert* (em azul) à face de escavação (Adapt. de Lunardi, 2008).

Lunardi (2008) define a superfície de extrusão como sendo aquela que se estende desde o ponto de contato do terreno e a extremidade superior do pré-revestimento até o ponto de contato do mesmo terreno e a extremidade do *invert*. Assim, com o controle da extrusão, diminuem também a pré-convergência e a convergência.

2.1.4. Método NATM

O NATM (*New Austrian Tunelling Method*) foi um método de construção de túneis, desenvolvido entre 1957 e 1965, concebido para substituir o antigo método austríaco e foi por esse motivo intitulado de “*New*”. A ideia básica é orientar o túnel, aplicar o suporte (em geral concreto projetado) de forma adequada, e seguir os princípios do Método Observacional (Van Baars & Vrijling, 2005).

O NATM é um método observacional que acompanha as variações de tensões e deformações do terreno, as quais ocorrem como resultado da perda do equilíbrio existente no maciço antes da escavação. O método permite a ocorrência controlada das deformações e, com isto, promove a mobilização das forças resistentes do maciço (Kolymbas, 2005). Este autor comenta que recomendações do NATM foram lançadas como orientações empíricas, e hoje podem ser consideradas como análises teóricas. Mesmo sem um exame minucioso, elas têm alcançado sucesso. Lauffer (1958) define o NATM como um método construtivo de túneis no qual os procedimentos de escavação e suporte, e as medidas para melhoramento do maciço, dependem da observação da deformação e são continuamente ajustados para as condições encontradas.

A concepção de um túnel a ser construído pelo NATM é realizada passo a passo, com as seguintes etapas de trabalho, a serem repetidas sempre que necessárias (Wittke, 2002): (i) Investigações geotécnicas do maciço e condições subterrâneas; (ii) Avaliação de parâmetros mecânicos do solo e rocha, baseados nos resultados de ensaios, bem como na experiência prévia; (iii) Análises de estabilidade do túnel e do revestimento de concreto projetado; (iv) Planejamento e avaliação de métodos de escavação e suporte para as diferentes classes de maciço;

(v) Supervisão de estabilidade pelo mapeamento geotécnico e monitoramento durante a construção; (vi) Análise dos resultados das medições.

Singh & Goel (2006) comentam que, por volta do ano 2000, o uso de concreto projetado foi introduzido como um meio eficaz de consolidação do maciço rochoso ao redor do túnel. Com o concreto projetado, são evitadas cargas assimétricas sobre o revestimento, e porções de rocha solta (ou “choco”) são fixadas ou fortalecidas.

A etapa seguinte foi a introdução do aço como suporte, que em comparação com a madeira, representou uma evolução notável como material de revestimento temporário, em função de suas propriedades mecânicas, e maior resistência ao intemperismo. A deformabilidade reduzida do suporte temporário possibilitou substituir a alvenaria por concreto como material de revestimento.

Uma das principais vantagens de suportes de aço é a possibilidade de os túneis de seção transversal grande serem construídos com escavação plena. A escavação em áreas sem restrições permite otimizar o uso de equipamentos e melhorar a perfuração, com aumento da taxa de avanço e redução de custos. Em geral, adota-se a escavação parcializada somente sob condições geológicas desfavoráveis.

Singh & Goel (2006) também reportam os métodos atuais de construção de túneis, com o uso de tirantes e concreto projetado. A julgar pelos resultados obtidos, a introdução destes métodos de proteção e suporte pode ser considerada como relevante, especialmente em escavações em materiais pouco resistentes.

As vantagens deste método podem ser melhor ilustradas pela comparação da mecânica de rochas de túneis alinhados pelo método “novo” e “antigo”, indicado na Figura 8. Observa-se na figura a diferença entre os métodos, sendo que no método antigo o suporte é carregado pelo maciço e no método novo o maciço é autoportante.

As formas antigas de suporte temporário permitem a relaxação do maciço e o carregamento da estrutura de suporte. No método novo, camadas finas de concreto projetado, juntamente com um sistema adequado de tirantes, são aplicadas ao maciço logo após a escavação, de forma a transformar a rocha envolvente num arco autossustentável. Com isso, são minimizadas a relaxação e a descompressão do maciço.

Singh & Goel (2006) consideram que uma camada de concreto projetado, com uma espessura de apenas 15cm aplicada a um túnel de 10m de diâmetro pode

suportar com segurança uma carga de 45ton/m, correspondente a um peso de 23m de rocha sobrejacente.

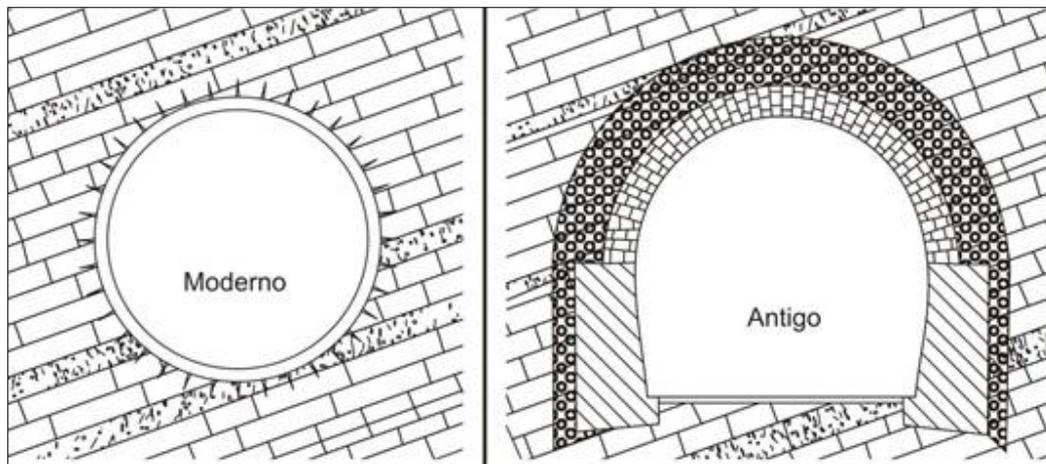


Figura 8 – No método Novo o maciço se auto sustenta; no método antigo, o maciço que carrega o suporte (Adapt. de Sing & Goel, 2006).

A característica mais relevante do concreto projetado, que atua como suporte contra a relaxação e a redistribuição da tensão, está na interação com a rocha adjacente. Uma camada de concreto projetado, aplicada logo após a abertura da nova seção, age como uma superfície adesiva, transformando o maciço pouco resistente em uma região estável. O concreto projetado absorve as tensões tangenciais próximas à cavidade recém aberta. Como resultado da interação entre concreto projetado e blocos de rocha, as porções adjacentes ao maciço rochoso permanecem quase intactas em seu estado original e são habilitadas a participar efetivamente na ação de arco.

Deste modo, a largura da zona de ação do arco aumenta em função da espessura de concreto projetado. As tensões de tração devido à flexão são reduzidas e as tensões de compressão são absorvidas pela massa de rocha circundante. A espessura do efeito de arco tende a aumentar com a instalação de tirantes.

O método NATM não teria sucesso sem um suporte adequado, tal como o concreto projetado (Figura 9).

Vale registrar a observação de SILVA (2007), de que o termo NATM tende a cair em desuso, pois os princípios do método já não são novos e não mais se restringem aos limites da Áustria, como sugere o nome.



Figura 9 – Lançamento de camada de concreto projetado no Túnel Milagres (MI, 2017).

A desagregação do maciço inicia-se pela abertura de uma fissura superficial. Ao impedir este movimento pela aplicação do concreto projetado, a massa de rocha adjacente permanece estável. Isso explica por que as cavidades de rocha revestidas com pequena espessura de concreto projetado permanecem em equilíbrio.

Túneis rasos em rochas de qualidade média, construídos por métodos convencionais, precisam de sustentação com apoio temporário de revestimento de concreto. Uma camada fina de concreto projetado, talvez reforçada localmente com tirantes, pode proporcionar apoio temporário adequado.

O NATM é baseado na filosofia do "*build as you go*" abordagem com a seguinte precaução: “Não muito duro, nem muito flexível; não muito cedo, nem muito tarde” (Singh & Goel, 2006).

A Figura 10 ilustra o princípio do método por meio de curvas características do maciço rochoso, com a aplicação em momento adequado de revestimentos flexíveis ou rígidos.

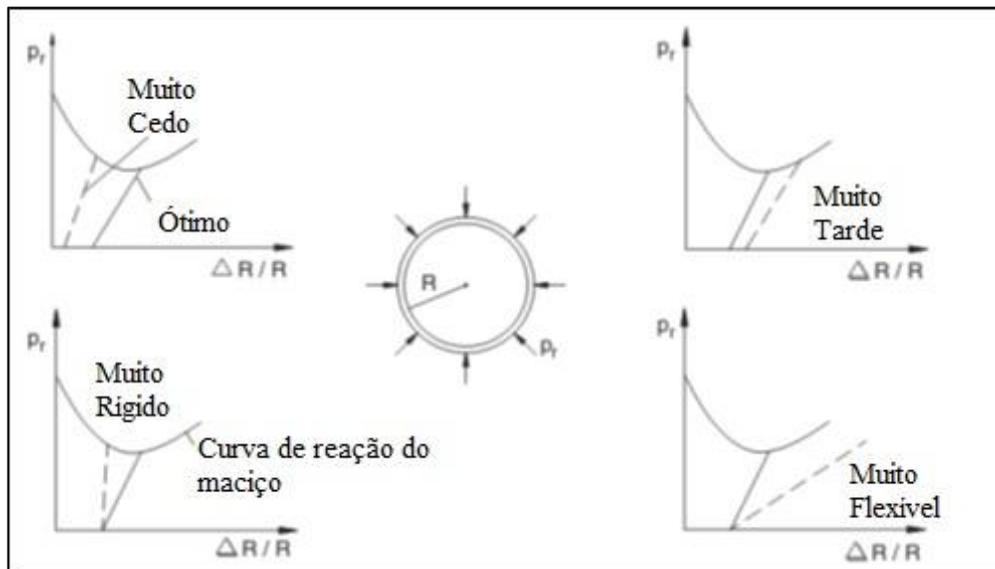


Figura 10 – Suporte ou revestimento externo não muito cedo, nem muito tarde, não muito duro, nem muito flexível (Adapt. de Müller et al., 1991, Sing & Goel, 2006).

O NATM promove a estabilização do túnel pela liberação controlada da tensão. A rocha circundante é transformada de um sistema complexo de carga para uma estrutura autoportante juntamente com os elementos de suporte instalados e a redução do amolecimento (*softening*), evitando uma perda substancial de resistência. A auto estabilização pela liberação controlada de tensão é obtida por meio da introdução dos chamados "revestimentos semirrígidos", isto é, a sistemática de ancoragem de rocha com a aplicação de um revestimento de concreto projetado.

Por um lado, este revestimento dispõe de um certo grau de apoio imediato e, por outro lado, a flexibilidade necessária para permitir a liberação do *stress* através de deformação radial. Desta forma, o desenvolvimento de tensões de cisalhamento no revestimento de concreto projetado na abóbada é, assim, minimizado.

Além do concreto projetado, a ancoragem com tirantes e chumbadores constitui o princípio básico do método NATM. Outras técnicas foram incorporadas ao método, tais como o uso de cambotas, arcos invertidos e enfilagens.

Segundo Gonçalves (2013), o engenheiro francês, Talobre (1957) propôs um modelo para explicar o efeito de um arranjo radial de tirantes padrão em rocha fraca, supondo um arco no terreno que envolve a cavidade, como ilustra a Figura 11.

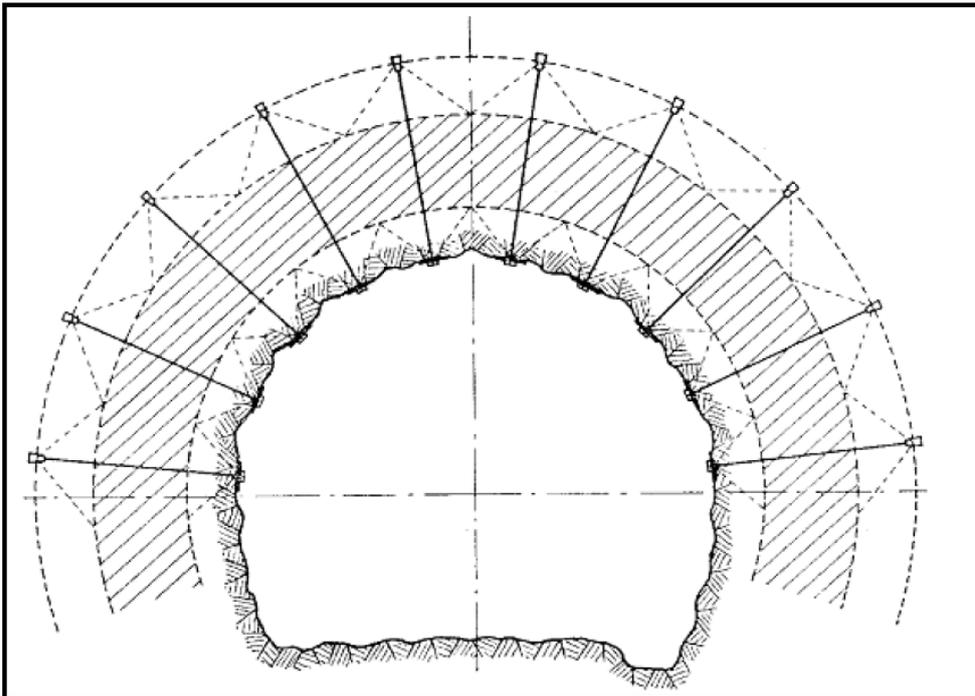


Figura 11 – Arco produzido por tirantes (Talobre, 1957).

Singh & Goel (2006) resumem os princípios básicos do NATM: (i) Mobilização da resistência do maciço rochoso; (ii) Proteção de concreto para preservar a capacidade de carga no arco de rocha; (iii) Monitoramento da deformação do maciço rochoso escavado; (iv) Instalação de suportes flexíveis, porém ativos; (v) Fechamento do *invert*, de modo a formar um anel de suporte de carga para controlar a deformação do maciço rochoso.

Em EISENSTEIN e HEINZ (1991) faz-se referência sobre a proximidade da execução do arco invertido com a frente de escavação. Considerando muito importante no caso de escavações em áreas urbanas, que o arco invertido esteja próximo da frente de escavação para reduzir recalques de superfície.

2.1.5. Método NMT

Um Método de execução de escavações subterrâneas muito utilizado é o chamado NMT – “*Norwegian Method of Tunnelling*”. Este método foi desenvolvido pelo NGI (*NorgesGeotekniskeInstitutt*) ao longo de mais de 30 anos de experiências de escavações subterrâneas em diferentes condições de maciço rochoso. Assim como no NATM, o NMT se beneficia da utilização de materiais

como o concreto projetado com fibras metálicas e chumbadores de resina e considera o maciço ao redor da escavação como parte do material estabilizante do túnel, utilizando basicamente as ancoragens para este objetivo.

Contudo, a prática de túneis tem mostrado que, o método mais adequado para rochas duras parece ser o NMT sendo escavado a fogo ou com utilização de TBM's, enquanto, para rochas brandas o mais adequado é o NATM com a utilização de máquinas.

Para BARTON e GRIMSTAD (1992) a aplicabilidade do método se dá para maciços fraturados com resistência ente 3 a 300Mpa, podendo ser utilizado para escavação desmonte a fogo, TBM para rochas duras e escavação manual para zonas argilosas.

2.2. Fatores condicionantes para escavação de túneis

A execução de túneis envolve diversos fatores que influenciam a velocidade de escavação, em especial a qualidade do terreno (grau de alteração da rocha e presença de fraturas, por exemplo) ou a ocorrência de condições de instabilidade, como pressão de água ou tensão acumulada.

Considerando essas condicionantes, é importante avaliar o estado do maciço a fim de definir as medidas necessárias para a segurança da escavação.

Graças às variadas formas de observar e avaliar o terreno escavado, classificações geomecânicas distintas foram desenvolvidas por diversos autores, destacando-se os Sistemas Q (Barton et al., 1974) e RMR (Bieniawski, 1989).

Salienta-se, essas classificações incluem uma parcela de subjetividade e/ou experiência prévia dos autores. Por exemplo, os pesos correspondentes à condição de fraturas preenchidas com argila podem variar nas diferentes classificações, sendo porém valores aproximados. Correlações entre as diversas classificações podem resultar em concordância na classificação geomecânica final.

Diferentes sistemas de classificação priorizam parâmetros diversos. Recomenda-se, portanto, a consideração de ao menos dois métodos durante as fases iniciais de um projeto (Hoek et al., 1993).

Os sistemas de classificação de Wickham *et al.* (1972), Bieniawski (1976), Bieniawski (1989) e Barton *et al.* (1974) foram desenvolvidos a partir de casos históricos na engenharia civil, em que vários componentes geológicos foram

incluídos. Na mineração subterrânea de rochas duras, no entanto, o intemperismo do maciço e a influência da água são geralmente pouco significativos, especialmente em níveis profundos.

2.2.1. Classificação de Terzaghi (1946)

Apesar de não ter havido uma classificação formal e objetiva para projetos de suportes em escavações em rochas duras, Terzaghi (1946) faz as primeiras observações neste campo, abordando as características que influenciam o comportamento do maciço. Hoek et al. (1993) resumem os aspectos principais da classificação de Terzaghi:

(i) Rocha Intacta: não contém juntas ou fissuras. Quando há descontinuidades, a rocha subdivide-se em fragmentos de rocha sólida. Devido aos danos causados pelas explosões, fragmentos rochosos (ou “chocos”) podem cair do teto por algum tempo após a detonação. Também pode ser encontrada rocha dura e intacta na condição de *rockburst* (estalo), que envolve o descolamento espontâneo e violento de lajes de rocha das laterais ou do teto do túnel;

(ii) Rocha Estratificada: consiste em camadas individuais com pouca ou nenhuma resistência contra a separação ao longo das fronteiras entre os estratos. As camadas podem ou não ser enfraquecidas por juntas transversais. Nestas rochas é bastante comum a condição de fragmentação;

(iii) Rocha Moderadamente Fraturada: contém juntas e fissuras, com os blocos entre as juntas localmente unidos, ou intimamente interligados, de forma que as paredes verticais não precisam de suporte lateral. Em rochas deste tipo, podem ser encontradas condições de fragmentação e de *rockburst* (estalo);

(iv) Blocos de rochas: não são submetidos a esforços excessivos, e consistem em fragmentos de rocha intacta ou quase intacta, totalmente separados uns dos outros e interligado de forma imperfeita. Em tais rochas, paredes verticais podem necessitar de suporte lateral;

(v) Rocha Triturada, mas quimicamente intacta: pode apresentar fragmentos muito reduzidos, sem cimentação, em parte, ou no todo. Nesta condição e sob o nível de água, exhibe as propriedades de um aquífero arenoso;

(vi) Rocha sob Compressão: avançam lentamente para dentro do túnel, sem expansão perceptível. Um pré-requisito para haver compressão é uma porcentagem elevada de partículas microscópicas e submicroscópicas de minerais micáceos ou minerais de argila com reduzida capacidade de expansão;

(vii) Rochas Expansivas: avançam para dentro do túnel. A capacidade de expansão parece ser limitada à rocha com minerais de argila, como a montmorilonita.

2.2.2. Classificação de Lauffer (1958)

Lauffer (1958) propôs uma classificação baseada no tempo de autossustentação para um vão sem suporte (*Stand Up Time*), que é relacionado à qualidade da massa de rocha escavada. Dentro de um túnel, o intervalo sem suporte é definido como o intervalo do túnel ou a distância entre a face e o suporte mais próximo. A classificação original de Lauffer agora faz parte da abordagem geral do conhecido NATM.

Segundo Hoek et al. (1993), o tempo de autossustentação significa que um avanço do vão do túnel leva a uma redução do tempo disponível para instalação de

suporte. Por exemplo, um pequeno túnel piloto pode ser construído com sucesso com um mínimo de suporte, enquanto um túnel com um vão maior na mesma massa de rocha pode ser instável, sem a instalação imediata de um sistema de apoio.

O método NATM inclui técnicas para o tunelamento seguro em rocha com tempo reduzido de autossustentação, antes de ocorrer a instabilização. Essas técnicas incluem o uso de bancadas e menor dimensão das frentes de escavação, ou o uso de múltiplas derivações para formar um anel de reforço no interior do túnel escavado.

Hoek et al. (1993) afirmam que estas técnicas são aplicáveis em rochas brandas, como folhelhos, filitos e argilitos, com possibilidade dos problemas de convergência e expansão, descritos por Terzaghi (1946). Estas técnicas são também aplicáveis ao tunelamento de rochas muito fraturadas, mas devem ser utilizadas com cuidado nas escavações em rochas duras com diferentes mecanismos de ruptura.

Na concepção de suportes para escavações em rochas duras, em caso de instabilidade, o sistema de reforço deve ser instalado rapidamente. Assim, se uma cunha estruturalmente definida é exposta no teto de uma escavação, vai desabar logo que a rocha for removida. Isso pode ocorrer no momento da explosão ou durante a escavação subsequente. Para evitar a ruptura da cunha ou aumentar a margem de segurança em relação à ruptura, é essencial instalar o suporte se possível antes de ser removida a rocha que sustenta a cunha (Hoek et al., 1993).

Em relação ao campo de tensões, a sua variação pode induzir a ruptura do maciço no entorno da escavação. Esta ruptura pode ocorrer gradualmente e manifestar-se como fragmentação ou desmonte, ou pode ocorrer repentinamente na forma de deslocamento da rocha. Em ambos os casos, o projeto de suporte tem que considerar a alteração no campo de tensão, ao invés do tempo de autossustentação da seção escavada.

2.2.3. Classificação Geomecânica RMR (1976)

Bieniawski (1976) publicou os detalhes de uma classificação de maciços rochosos chamada Classificação Geomecânica ou sistema de classificação de maciço rochoso –RMR (*Rock Mass Rating*). Ao longo dos anos, este sistema tem sido sucessivamente refinado e o leitor deve estar ciente de que Bieniawski fez mudanças significativas nas notas atribuídas a diferentes parâmetros (Hoek et al., 1993).

A classificação RMR de Bieniawski baseia-se em seis parâmetros principais. São eles:

1. Resistência à compressão uniaxial da rocha;
2. Designação da qualidade da rocha (RQD);
3. Espaçamento entre descontinuidades;
4. Condição das descontinuidades;
5. Condições de água subterrânea;
6. Orientação das descontinuidades.

Após a análise de cada um desses parâmetros, um valor é obtido de modo que o somatório dos valores classifique quanto à qualidade na rocha. Assim, cada um dos seis parâmetros terá uma nota, que somadas resultarão num valor final de classificação da massa de rocha pelo sistema RMR (Tabela 1).

Com o valor final de avaliação da massa de rocha, cinco classificações são possíveis:

- (i) Classe I - rocha muito boa;
- (ii) Classe II - rocha boa;
- (iii) Classe III - rocha regular;
- (iv) Classe IV - rocha ruim;
- (v) Classe V - rocha muito ruim.

De posse do resultado de classificação, Bieniawski (1989) apresentou orientações para escavação e para suporte de túneis de 10m de vão de rocha. Estas orientações dão diretrizes de escavação, instalação de tirantes, concreto projetado e camboteamento.

Tabela 1 – Sistema de Classificação RMR (Adapt. de Bieniawski, 1989).

A - Parâmetros de classificação									
Parâmetro		Faixa de Valores							
1	Resistência Rocha sã	Point-load	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para σ baixas usar compressão simples		
		Compressão simples	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Peso relativo	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90% - 100%	75% - 90%	60% - 75%	25% - 50%	< 25%			
	Peso relativo	20	15	10	8	3			
3	Espaço das fraturas	> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
	Peso relativo	20	15	10	8	5			
4	Condições das descontinuidades (Ver E)	Muito rugosas, descontinuas, fechadas; paredes sãs	Pouco rugosas; abertura < 1mm; paredes pouco alteradas	Pouco rugosas; abertura < 1mm; paredes muito alteradas	Pré-deslizadas Preenchimento < 5mm ou abertura 1 - 5mm contínuas	Preenchimento muito alterado > 5mm ou abertura > 5mm; contínuas			
	Peso relativo	30	25	20	10	0			
5	Água Subterânea	Vazão em 10m de túnel (l/m)	Nenhuma	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Pressão de água / σ principal máxima	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
	Condições gerais	Completamente seco	Úmido	Água sem pressão	Água sob pressão moderada	Fluxo Intenso			
	Peso relativo	15	10	7	4	0			
B - Ajuste para orientação das fraturas									
Direção e Mergulho		Muito favorável	Favorável	Neutro	Desfavorável	Muito Desfavorável			
Peso relativo	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12			
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50				
C - Classes do maciço determinada pelo total de Pesos Relativos									
Peso relativo		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21			
Classe		I	II	III	IV	V			
Descrição		Muito bom	Bom	Regular	Ruim	Muito Ruim			
D - Significado das Classes de Rochas									
Classe		I	II	III	IV	V			
Tempo médio de auto-sustentação		20 anos	1 ano	1 semana	10 horas	30 minutos			
Vão da seção		15 m	10 m	5 m	2,5 m	1 m			
Coesão		> 400 KPa	400 - 300 KPa	300 - 200 KPa	100 - 250 KPa	< 100 KPa			
Ângulo de atrito		> 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°			
E - Condições para classificação das fraturas									
Comprimento da fratura		< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Peso relativo		6	4	2	1	0			
Abertura		Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
Peso relativo		6	5	4	1	0			
Rugosidade		Muito rugosa	Rugosa	Pouco rugosa	Rugosidade suave	Rugosidade lisa			
Peso relativo		6	5	3	1	0			
Preenchimento		Nenhum	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Mole < 5 mm	Mole > 5 mm			
Peso relativo		6	4	2	2	0			
Alteração		Sem alteração	Pouca	Moderada	Muito	Decomposta			
Peso relativo		6	5	3	1	0			
F - Efeito da orientação da descontinuidade em relação à escavação									
Direção perpendicular ao eixo do túnel				Direção paralela ao eixo do túnel					
Avanço com o mergulho entre 45 - 90°		Avanço com o mergulho entre 20 - 45°		Mergulho 45 - 90°		Mergulho de 20 - 45°			
Muito Favorável		Favorável		Muito desfavorável		Regular			
Avanço contra o mergulho entre 45 - 90°		Avanço contra o mergulho entre 20 - 45°		Mergulho de 0 - 20° - Independentemente da direção					
Regular		Desfavorável		Regular					

2.2.4. Sistema de Classificação Geomecânica Q

Com base na avaliação de diversas escavações subterrâneas, Barton et al. (1974), do Instituto Geotécnico Norueguês, propôs um Índice de Qualidade de Túneis (Q) para a determinação das características da massa de rocha e requisitos para suportes de túneis. O valor numérico do índice Q varia numa escala logarítmica, entre 0,001 e um máximo de 1000, e é definido por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad [1]$$

Onde, RQD é a designação da qualidade da rocha; J_n é o índice relacionado ao número de famílias de juntas; J_r é o índice de rugosidade das juntas; J_a é o índice devido às alterações e preenchimento das juntas; J_w é o fator de redução devido à presença de água na fratura; SRF é o fator de redução devido à tensão.

Segundo Barton et al. (1974), o primeiro quociente (RQD / J_n), que representa a estrutura da massa de rocha, é uma medida grosseira do tamanho do bloco ou da partícula, com dois valores extremos (100/0,5 e 10/20) que diferem por um fator de 400. “Se o quociente é interpretado em unidades de centímetros, os extremos de “tamanhos de partículas” de 200 a 0,5 centímetros são vistos como grosseiros, mas bastante realistas. Provavelmente os maiores blocos devem ser várias vezes este tamanho e os menores fragmentos de menos da metade deste tamanho. As partículas de argila são naturalmente excluídas.

O segundo quociente de (J_r / J_a) representa as características de rugosidade e atrito das juntas e/ou seu material de preenchimento. Esse quociente é ponderado em favor da rugosidade e das discontinuidades inalteradas que se encontram em contato direto. É esperado que as tensões das superfícies sejam próximas da máxima resistência ao cisalhamento e que, ao serem cisalhadas, sofram elevadas dilatações. Com essas características serão especialmente favoráveis à estabilidade do túnel.

O terceiro quociente (J_w / SRF) consiste em dois parâmetros de tensão. SRF é uma medida de: 1) relaxamento de carga no caso de uma escavação através de zonas de cisalhamento e rocha contendo argila, 2) tensão em rocha competente, e 3) deformação plástica em rochas incompetentes. Pode ser considerado como um parâmetro de tensão total. O parâmetro J_w é uma medida da pressão de água, o que tem um efeito adverso sobre a resistência ao cisalhamento das juntas devido a uma redução da tensão normal efetiva. Além disso, a água pode provocar o

amolecimento e possível carreamento, no caso de juntas preenchidas por argila. Revelou-se impossível combinar esses dois parâmetros em termos de tensão efetiva inter-bloco, porque, paradoxalmente, um valor elevado de tensão normal efetiva pode, por vezes, significar condições menos estáveis do que um valor baixo, apesar da maior resistência ao cisalhamento. O quociente (J_w / SRF) é um fator empírico complicado que tenta representar as tensões atuantes.

Assim como no sistema RMR, o sistema Q de Barton propõe a divisão de maciços de distintas qualidades para escavação. No primeiro têm-se cinco classes relacionadas à qualidade do terreno em escavação e aqui no sistema Q têm-se nove classes de qualidade do maciço. A Classe I é a melhor e dispensa suportes e a Classe IX é a pior qualidade de maciço. Também propõe diretrizes de suportes para cada classe de maciço, conforme Figura 12.

Hoek et al. (1993) fazem algumas distinções entre os dois sistemas de classificação, RMR e Q. O RMR usa a resistência à compressão direta, enquanto o sistema Q considera apenas as forças referentes às tensões in situ em rocha competente. Ambos os sistemas se baseiam na geologia e geometria da massa rochosa, mas de forma ligeiramente diferente. Ambos consideram as águas subterrâneas e ambos incluem alguma componente de força do material rochoso. A maior diferença entre os dois sistemas reside na falta de um parâmetro de tensão no sistema RMR.

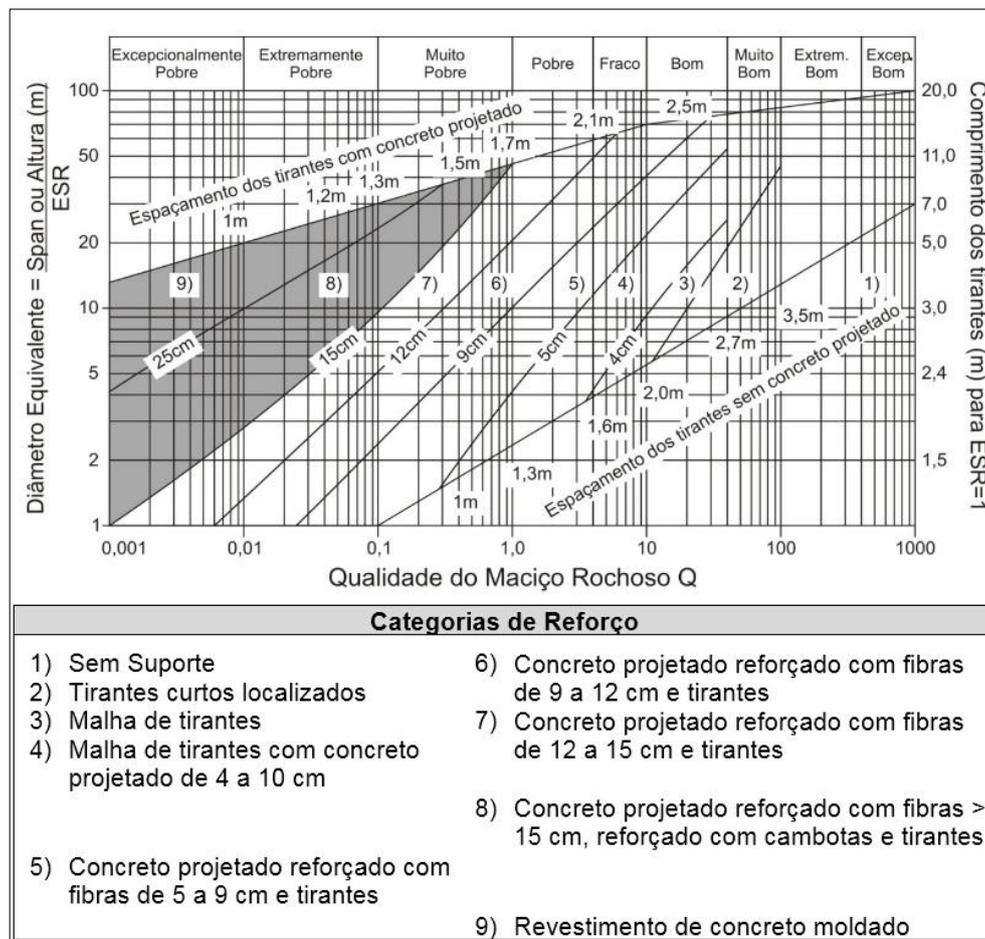


Figura 12 – Categorias de suporte estimadas com base na qualidade do índice Q do túnel (Adapt. de Grimstad & Barton, 1993).

2.3. Técnicas de Instrumentação e Monitoramento em túneis

O monitoramento dos túneis é indispensável para controle do projeto e segurança da obra.

Singh & Goel (2006) afirmam que o projeto de uma estrutura subterrânea ou a avaliação da estabilidade e segurança de uma estrutura existente em rocha compreende determinar:

- (i) a deformação e / ou as tensões na estrutura resultante de cargas externas aplicadas à estrutura;
- (ii) as propriedades físicas da rocha na vizinhança da cavidade;
- (iii) a capacidade da estrutura para suportar tensões aplicadas ou deformações;
- (iv) a geometria da abertura; e

(v) a geologia regional e sua influência na tensão e distribuição do deslocamento na vizinhança da abertura.

Métodos analíticos adequados, estudos de modelos e/ou procedimentos numéricos, tais como o método dos elementos finitos, devem ser utilizados para incorporar estes dados para a fase inicial de projeto.

A instrumentação e o monitoramento de túneis auxiliam a garantir a integridade física do pessoal envolvido na construção e conservação da obra.

2.3.1. Medidas de Convergência

Sinha (1989) indica medidas de convergência que podem ser feitas com extensômetros em fita, os quais servem para medir distâncias entre pontos de referência. Sugere que uma estação típica de medidas de convergência inclua um ou mais pares de pontos de referência, posicionados para permitir medidas de distâncias através da escavação.

Os pontos de referência são distribuídos nas seções de interesse no túnel e as medições são feitas entre esses pontos de referência. As seções de instalação desses pontos de referência podem possuir ou não suportes instalados, como cambotas ou tirantes, verificando tanto a eficiência do suporte quanto a estabilidade do terreno.

As distribuições desses pontos de medições são feitas de modo que se possa obter uma leitura do comportamento da seção do túnel ou escavação. As medidas são feitas em função do tempo, distância da face, entre outros fatores. O tempo da medida de convergência é um parâmetro importante para se constatar o grau de estabilidade do maciço.

Medidas de convergência podem também ser feitas com estação total, que permitem leituras a grandes distâncias com precisão milimétrica.

A partir dos dados levantados com estação total, são elaborados gráficos de tempo/deslocamento, que podem indicar uma aceleração ou estabilização dos deslocamentos.

Quanto à interpretação dos dados de convergência, Sinha (1989) postula que ao se escavar a massa rochosa, a tensão imediatamente ao redor é reduzida por uma fração proporcional ao raio de deformação interna (convergência) das paredes

abertas. O autor afirma que o aumento dessa convergência pode perturbar significativamente e soltar o material das paredes do túnel.

Ele afirma ainda, que as medidas de convergência estão sujeitas a erros sistemáticos devido a variações de temperatura e variações de depressões. O efeito da depressão em medidas de convergência pode ser minimizado por medidas sucessivas, para ocupar conjuntos de pontos referentes da mesma direção. Erros de temperatura não costumam ser consideráveis em túneis e podem ser corrigidos aplicando-se as especificações dos instrumentos ou determinando experimentalmente um fator de calibração.

Conforme USACE (1997), a taxa de convergência é o parâmetro mais importante a ser observado em escavações. A Figura 13 ilustra parcelas de tempo de várias taxas de convergência. As curvas “a” e “b” mostram uma diminuição da convergência, indicando a eventual estabilidade da estrutura. As curvas “c”, “d” e “e” mostram aumento da taxa de convergência, e geralmente indicam um comportamento não aceitável. Se a taxa de convergência se anula (atinge zero), a instalação posterior de revestimento final no túnel será inócua. Se o deslocamento tende a um valor assintótico, o carregamento do revestimento final pode ser reduzido, atrasando a sua instalação.

Muitas vezes, o deslocamento varia linearmente com o logaritmo do tempo, e gráficos Deslocamento versus Logaritmo tempo podem ser utilizados para prever o desempenho a longo prazo.

Convergência não uniforme é evidência de potenciais carregamentos não uniformes em um revestimento permanente. As cargas podem ser inferidas a partir dos deslocamentos, por meio de cálculos que assumem distribuições de carga uniforme ou não uniforme. Desta forma, as cargas podem ser comparadas com aquelas assumidas para o projeto, possibilitando a avaliação da adequação do projeto.

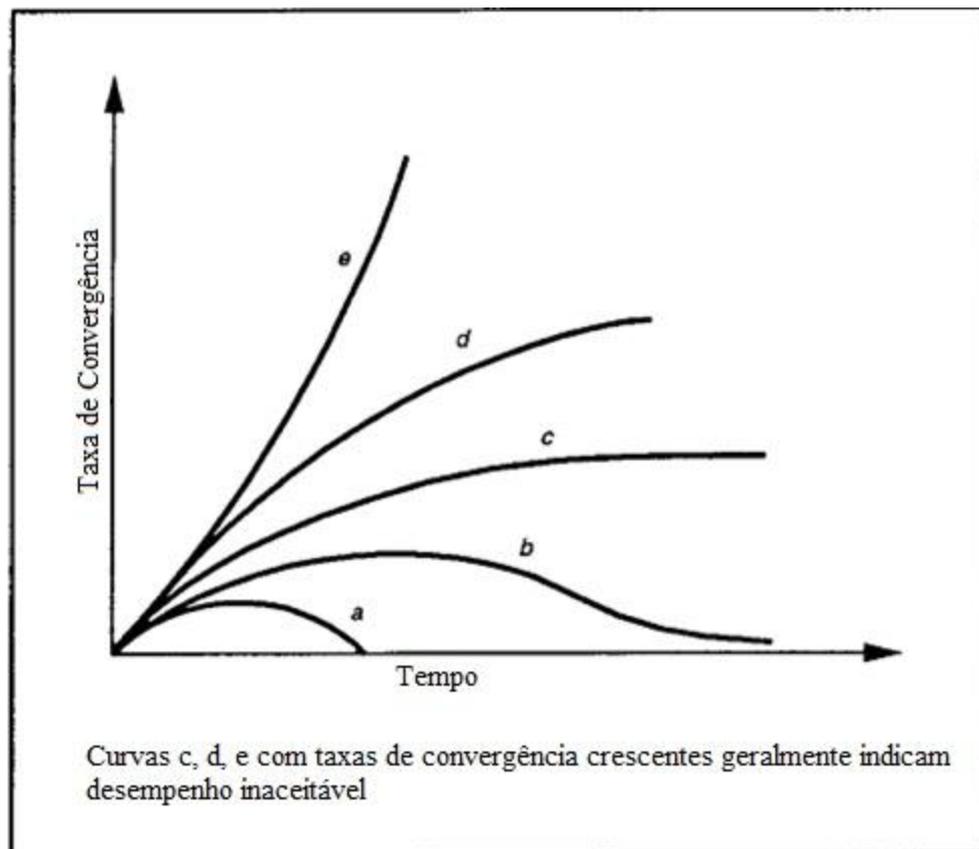


Figura 13 – Curvas típicas de taxa de convergência vs tempo de túnel (Adapt. de USACE, 1997).

A Figura 14 ilustra um arranjo de instrumentação para monitoramento de túnel. De acordo com Luo et al. (2016), RDM ou EDM, é um método de medição, que por meio de uma estação total, determina-se indiretamente a diferença de distância e altura entre dois pontos.

Estações totais são colocadas ao longo do eixo do túnel e registram as coordenadas de todos os alvos fixados no revestimento do túnel, logo após a escavação com uma precisão de poucos milímetros (ou alguns centímetros para túneis maiores que 5km de comprimento).

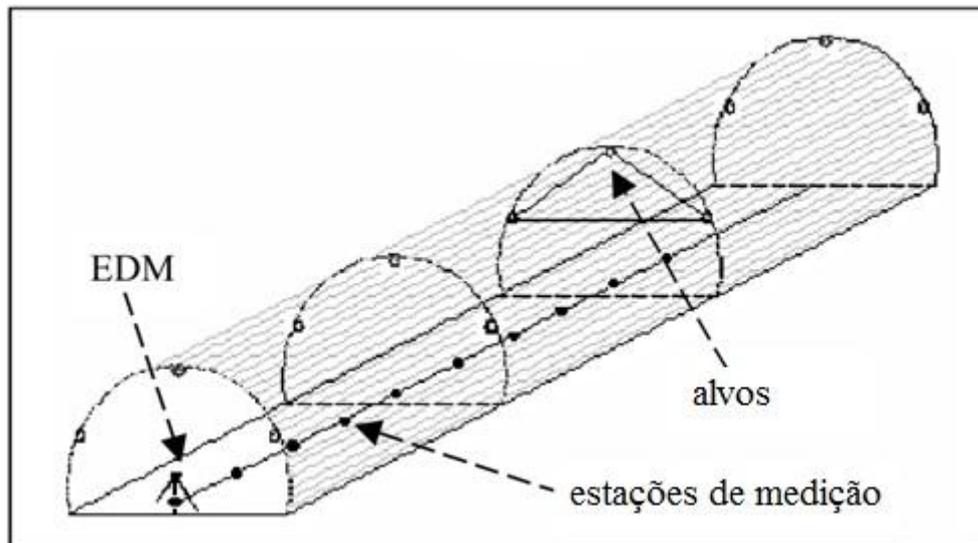


Figura 14 – Arranjos de instrumentação e estações de medição ao longo do eixo do túnel: ponteiros, estações de medição e EDM (Adapt. de Kontogianni & Stirus, 2003).

Medições geodésicas são tomadas periodicamente (normalmente uma vez por dia) até que a estabilização da altura de todos os alvos seja obtida, em geral, durante um período de dois meses (Kontogianni et al., 1999). As coordenadas das estações são medidas em relação a um ou dois postos externos ao túnel, por razões de estabilidade, e todas as medições se referem a um sistema de coordenadas locais adequado para o projeto.

As medições podem ser automaticamente registradas em computador, ao final de cada intervalo de medição.

Os revestimentos de túneis reagem às tensões crescentes da massa de rocha circundante que tende a reduzir a abertura e esta reação induz uma deformação dependente do tempo nas várias seções. Kontogianni & Stiros (2003) sustentam que a tentativa de explicar a relação entre terreno e revestimento requer o registro detalhado de sua interação e da análise dos dados de acompanhamento em função do tempo, ajustes do método construtivo e das condições locais.

A observação geodésica de deformação do túnel fornece diversas informações sobre o comportamento da zona escavada e permite a compreensão da cinemática do revestimento de apoio. Para os mesmos autores, os parâmetros mais importantes da cinemática do revestimento são: (i) Distribuição de deformações diferentes nas seções do túnel; (ii) Variação máxima de convergência ao longo do

eixo do túnel; (iii) Evolução temporal da deformação e (iv) Relação entre a convergência e o atraso do fechamento do túnel.

Frequentemente, observa-se um padrão de ondulação do tipo de fechamento de um túnel ao longo do eixo em áreas de elevadas deformações. A deformação não se desenvolve gradualmente em cada seção. Pelo contrário, ela se desenvolve em certas seções e, em seguida, propaga bilateralmente ao longo de uma distância de várias dezenas de metros, afetando as seções vizinhas.

Este mecanismo de instabilização das seções adjacentes previamente estabilizadas e a propagação da deformação ao longo do eixo de túnel têm sido observados em muitos casos pela representação gráfica do máximo fechamento da seção ao longo do eixo de túnel. Um exemplo é o Túnel Bolu, no norte da Turquia, onde em locais de más condições do solo e de paralisação das escavações, uma deformação extrema ocorreu e se espalhou para partes adjacentes. Um fenômeno semelhante ocorreu no Túnel Frejus, França, em que, devido a uma interrupção temporária da escavação, a deformação aumentou na face do túnel e se propagou em ambas as direções do túnel (Lunardi, 2000).

Um dos parâmetros mais importantes para testar a eficácia do método de escavação e de revestimento é a deformação do suporte em função do tempo. O monitoramento geodésico contínuo fornece um conjunto de dados completos para traçar as curvas de deformação versus tempo. O padrão típico de uma deformação em função do tempo pode ser representado por uma curva acumulativa de convergência, que atinge assintoticamente (estabilização) o valor final após um período de tempo curto, de aproximadamente 1 mês.

No entanto, algumas seções de túneis podem apresentar um padrão diferente de convergência. As seções se estabilizam temporariamente, seguindo a curva típica de estabilização, mas algum tempo depois, que varia de alguns dias a alguns meses, retoma a deformação e estabiliza a níveis mais elevados. Isto representa uma grande ameaça para a construção e estabilidade de túneis. Um caso extremo de fechamento de túnel, medido em detalhe por geodésica de dados é o Túnel Kallidromo, túnel ferroviário na Grécia central, no qual grandes deformações em função do tempo ocorreram, exigindo sua reescavação três vezes sucessivas (Kontogianni & Stiros, 2003).

2.3.2. Medidas de Tensão

O conhecimento do estado de tensões é essencial, pois pode indicar problemas como *rockburst*, em caso de grandes tensões, e deslocamentos de rochas.

Muitas vezes a tensão horizontal de um terreno é maior do que a tensão vertical devido aos esforços tectônicos que atuaram num passado geológico, deixando presente uma tensão acumulada nessas rochas.

Singh & Goel (2006) reportam que, geralmente, tensões tectônicas afetam as componentes verticais e horizontais do vetor de tensão e que os campos de tensões são triaxiais ou poliaxiais quando há duas ou mais tensões principais desiguais e que não são orientadas nas direções horizontais e verticais.

Descrevem também dois tipos de tensões: aquela antes da escavação, chamada de tensão virgem ou tensão primitiva e aquela tensão redistribuída que ocorre depois da escavação, chamada tensão induzida.

As tensões induzidas podem ser medidas por: (i) células de carga e células de pressão; (ii) por extensômetros mecânicos e (iii) por medidores de deformação do tipo *strain gauges*. Essas tensões podem ser medidas no interior da massa de rocha ou na superfície da rocha.

2.3.3. Medidas de Recalque

As medidas de recalque, na construção de túneis, tem especial correlação com os deslocamentos ocorridos tanto na superfície, quanto na sub superfície de regiões próximas às escavações, principalmente quando os trabalhos ocorrem próximos a áreas próximas a moradias e estruturas importantes. Em túneis é comum denominar a instrumentação destinada a coletar dados sobre recalques, como instrumentação externa, a qual consiste basicamente na instalação de marcos superficiais e tassômetros.

É aconselhável, que as instrumentações externas para medidas de recalques em túneis seja instalada e tenha suas leituras iniciadas e registradas anteriormente ao início dos serviços, isto é, antes que as frentes da obra possam influenciar as leituras pela sensibilização da superfície devido às escavações subterrâneas. Os

serviços de monitoramento de recalque em túneis consistem basicamente em medição de recalques de superfície, por meio do nivelamento de marco topográfico superficial instalados na região dos emboques com instalação de seções transversais ao longo do eixo do túnel. E, ainda, com a medição de recalques em tassômetros instalados nas mesmas regiões dos marcos superficiais.

A frequência de leitura geralmente é diária, a partir do momento que o instrumento foi sensibilizado pela escavação e mantida até a sua estabilização, quando poderá passar a ter uma frequência semanal e posteriormente mensal, podendo persistir até o término da escavação, conforme critério previamente estabelecido.

2.3.4. Instrumentação mais utilizada em túneis

A escolha dos instrumentos deve ser baseada em fatores tais como robustez, calibração, confiabilidade, instalação e manutenção, coleta de dados e frequência de leituras.

A faixa de valores deve ser analisada, uma vez que é difícil estimar a magnitude tanto de deformações quanto de tensões antes da construção. A sensibilidade ou resolução é a menor medida detectada pelo instrumento. Essa característica é importante à medida que a detecção antecipada de leituras muito pequenas ajuda na prevenção de desastres. A característica que mais representa a qualidade do instrumento é a repetitividade, isto é, a capacidade de reproduzir constantemente a menor leitura para um mesmo parâmetro. Outra característica muito importante que deve ser observada é a acurácia. Esta é a capacidade do instrumento reproduzir o valor exato independentemente das condições a que está submetido na prática, ou seja, condições estas que podem ser bem diferentes das reproduzidas durante a calibração, como por exemplo, a condição de anisotropia do maciço. Por isso, a utilização de determinado instrumento deve levar em consideração as condições de contorno a que estará submetido, evitando resultados irreais.

Por fim, os instrumentos devem ser capazes de durar pelo tempo em que será necessário realizar leituras. Isto é importante já que muitas vezes os danos causados pelo ambiente são maiores e mais acelerados do que o previsto.

Apesar de existirem diversos instrumentos para se medir as deformações ocorridas em túneis, normalmente o plano de instrumentação apresenta apenas pinos fixados nas paredes da escavação ou elemento de suporte formando seções transversais de instrumentação, para que sejam tomadas medidas de convergência e recalque, cada seção tem em geral 3 ou 5 pinos.

Para as medidas de convergência, assume-se que todos os pontos pertencem a um mesmo plano x-y. Idealmente, a seção de instrumentação deve ser composta de 5 pinos durante a etapa de rebaixo. No entanto, a prática mostra que seções com as distâncias entre os pinos implantados nestes planos ou seções transversais são chamadas de cordas e representam a convergência (fechamento) ou a divergência (alargamento) da seção. Podem ser medidas através de equipamentos ópticos ou através de instrumentos que são acoplados aos pinos.

Uma das vantagens da leitura através de instrumentos ópticos é a facilidade de utilização, já que faz parte dos equipamentos, utilizados pela equipe de levantamento topográfico da obra. Dependendo do aparelho, o resultado pode ser um levantamento 3-D dos deslocamentos dos pinos. Contudo, a desvantagem é a acurácia.

Um dos instrumentos que são acoplados aos pinos é o Extensômetro de Fita ou Cinta, utilizado quando as deformações acontecem em um único plano transversal ao eixo do túnel. Este instrumento é composto de corpo de aço, fita de aço não deformável, dispositivo de aplicação de tensão e o indicador digital.

Baseados em estudos sobre a acurácia e precisão de medidas de convergência realizadas com o Extensômetro de Fita, SIMEONI e ZANEI (2009) concluem, que apesar de mais demorado, o erro associado à leitura com este instrumento é menor quando comparado às técnicas usuais de medida com estação total.

Para a detecção de movimentos dentro do maciço, podem ser utilizados os chamados Extensômetros de Haste (mais comumente chamados apenas de extensômetros). Os Extensômetros de Haste podem ser de ancoragem simples, ou múltipla, isto é, a medida realizada refere-se ao deslocamento relativo do maciço entre a região ancorada e o topo do Extensômetro. Quando instalados nas paredes da escavação, medem o deslocamento radial do maciço em direção à escavação. No caso de ancoragens múltiplas, pode-se verificar a distância de influência deste tipo de reforço da parede da escavação nas deformações.

Um tipo particular de extensômetro é o Tassômetro, que é instalado na superfície, com a finalidade de medir a deformação vertical de um determinado ponto no maciço.

As tensões devido à água podem ser obtidas por medidores de nível d'água quando se deseja determinar o nível freático em materiais permeáveis, sem presença de artesianismo. Utilizam-se também piezômetros para medir a carga piezométrica em determinada profundidade. Em geral, são utilizados piezômetros de Casagrande ou elétricos.

Para avaliar as pressões exercidas sobre os revestimentos, podem ser utilizadas células de pressão, instaladas em qualquer dos contatos entre revestimento, tratamento e maciço ou até mesmo dentro deles. Com as células, é possível medir as tensões normais ou tangenciais, dependendo da orientação de instalação. As células podem ser hidráulicas, elétricas ou pneumáticas.

A tecnologia avança no sentido do desenvolvimento de equipamentos de levantamento tridimensional com funcionamento a laser. Estes equipamentos não necessitam do uso de prismas refletores.

Os novos equipamentos a laser são capazes de fazer varreduras a distâncias de até 500m, com amplitude de 360°. A partir de um ponto, a estação irradia um impulso laser cujo tempo de percurso de ida e volta do sinal refletido, é medido e convertido em distância. As coordenadas polares (ângulos e distâncias) são convertidas em coordenadas cartesianas por um *hardware* integrado, o que permite adquirir uma densa nuvem de pontos coordenados na superfície da estrutura ou do objeto em estudo.

Todavia, na área de túneis, são ainda mais utilizados para vistorias e reparação de túneis já em operação, ou mesmo, para mapeamento de trincas. O monitoramento com este equipamento inclui a utilização de softwares específicos, com os quais é possível se obter seções transversais, além de imagens termográficas do túnel. Apesar do custo elevado, o levantamento é realizado mais rapidamente do que com os métodos tradicionais com equipamentos ópticos. A Tabela 2 retrata os principais instrumentos utilizados em obras subterrâneas, de acordo com ABREU (2013).

Tabela 2 – Principais instrumentos utilizados em obras subterrâneas (adapt. SINGH e GOEL, 2006, SINHA, 1989, MAZO, 1998).

INSTRUMENTO	MEDIDA	DESCRIÇÃO	OBJETIVO	MACIÇO	INSTALAÇÃO	PRECISÃO
Medidor de convergência e recalque	deformação	Pinos metálicos e equipamento de levantamento óptico / laser	Avaliar as deformações da seção da escavação, medindo os recalques dos pinos e as distâncias (cordas) entre eles	Solo ou rocha	Interior da seção	Variável conforme o equipamento
Pino de recalque	deformação	Pinos de cobre instalados em pilares das estruturas que se queiram monitorar e equipamentos de levantamento óptico	Medir recalques nas estruturas afetadas pela construção do túnel	-	Pilares das estruturas	0,02mm
Marco ou placa superficial	deformação	Pinos metálicos	Medir movimentos verticais e horizontais do terreno e de estruturas	Solo ou rocha	Superfície	-
Extensômetro de fita	deformação	Pinos fixos ancorados nas paredes e teto e cinta de aço Invar com dispositivo para aplicação de tensão e medida	Avaliar as deformações da seção da escavação, medindo as distâncias (cordas) entre eles	Solo ou rocha	Interior da seção	0,1mm
Extensômetro de haste	deformação	Barra de aço em furo radial ancorada no fundo do furo sendo possível assim medir o deslocamento relativo entre o topo da barra e a parede ou teto da escavação	Medir movimentos do maciço ao redor do túnel avaliando a convergência da seção	Solo ou rocha	Interior do maciço	0,1mm
Tasômetro	deformação	Barra de aço em furo vertical ancorada no fundo do furo sendo possível assim medir o deslocamento relativo entre o topo da barra e a superfície	Medir movimentos verticais do maciço acima do túnel e recalques na superfície	Solo	Interior do maciço	0,1mm
Inclinômetro	deformação	O sensor móvel desce ao longo do tubo guia onde faz-se leituras ao longo da profundidade, estas são transmitidas ao indicador digital portátil	Medir movimentos horizontais do maciço adjacente ao túnel e os recalques em superfície de terreno e estruturas	Solo	Interior do maciço	0,5mm
Medidor de nível d'água	Pressão	Tubo perfurado em toda sua extensão, inserido em furo no terreno e envolto de areia e selado na extremidade superior.	Medir o nível freático em terrenos permeáveis sem presença de artesianismo.	Solo ou rocha	Interior do maciço	Variável conforme o equipamento
Piezômetro	Pressão	Tipo Casagrande - Tubo de PVC, sendo o fundo perfurado. Tipo elétrico - Cabo elétrico com sensor na ponta. Todos os dois são inseridos em furo no terreno e tem a extremidade do fundo preenchido de areia e o restante de seu comprimento selado.	Medir a carga piezométrica em determinada profundidade ou camada.	Solo ou rocha	Interior do maciço	Variável conforme o equipamento
Célula de carga	Pressão	Mecânica, hidráulica ou elétrica, instalada na cabeça da ancoragem	Conhecer a evolução da carga a que as ancoragens estão submetidas	Solo ou rocha	Elementos de suporte	90%
Célula de pressão	Pressão	Constituída de duas placas metálicas finas preenchidas de mercúrio ou óleo	avaliar as pressões exercidas sobre os revestimentos	Solo ou rocha	Contato entre revestimento, suporte ou maciço	90%
Deflectômetro	deformação	Instalação permanente composta por transdutores, fio de aço e unidade de leitura elétrica que pode estar distante do deflectômetro. É possível integrá-lo a um sistema de alarme.	Medir movimentos horizontais do maciço adjacente ao túnel visando a estabilidade da escavação e integridade do revestimento	Rocha, zonas de falha ou planos de fraqueza do maciço	Interior do maciço	0,025mm
Medidor triortogonal	deformação	É instalado de forma a que fique preso nos dois lados da descontinuidade	Medir a abertura ou fechamento de descontinuidades	Rocha	Superfície ortogonal a descontinuidade	0,01mm
Transdutor de velocidade	-	Sismógrafos portáteis	Medir as velocidades de partícula decorrente das vibrações provocadas pela escavação a fogo ou sismo	Solo ou rocha	Interior do maciço	-

3 Principais Obras de Engenharia do PISF

A abordagem deste capítulo é direcionada, principalmente, para apresentação do Projeto de Integração do São Francisco a partir de uma visão macro, mostrando o arranjo geral do empreendimento e suas principais obras de engenharia, todas com ampla parcela de geotecnia aplicada. São apresentadas também, obras similares ao PISF em diversos locais pelo mundo.

3.1. Arranjo Geral do PISF

Segundo o Relatório de Impacto Ambiental do Ministério da Integração Nacional (2004), o Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional é um empreendimento de infraestrutura hídrica. Dois sistemas independentes, denominados EIXO NORTE e EIXO LESTE, captarão água no rio São Francisco entre as barragens de Sobradinho e Itaparica, no Estado de Pernambuco. São compostos de canais, estações de bombeamento de água, pequenos reservatórios e usinas hidrelétricas para auto suprimento. Esses sistemas atenderão às necessidades de abastecimento de municípios do Semiárido, do Agreste Pernambucano e da Região Metropolitana de Fortaleza.

A região do Projeto encontra-se na área do Polígono das Secas, sendo que o Nordeste Setentrional (parte do Semiárido ao norte do rio São Francisco) é a área que mais sofre os efeitos de secas prolongadas, abrangendo parcialmente os Estados de Pernambuco, Ceará, Paraíba e Rio Grande do Norte. O empreendimento viabilizará o fornecimento de água para vários fins (abastecimento humano, irrigação, dessedentação de animais, criação de peixes e de camarão), numa área que, atualmente, possui cerca de 12 milhões de habitantes.

Quando se comparam os pontos de captação de água com duas “torneiras”, significa dizer que nesses pontos haverá um controle da quantidade de água

conduzida até os açudes, sempre na medida exata das necessidades e em concordância com as regras estabelecidas pela Agência Nacional de Águas (ANA).

A partir dos pontos de captação em Cabrobó (PE) e no reservatório de Itaparica (PE), dois canais condutores levarão a água para os grandes açudes importantes da região: Castanhão (CE), Armando Ribeiro Gonçalves (RN), Entremontes (PE), Pau dos Ferros (RN), Santa Cruz (RN), Chapéu (PE), Poço da Cruz (PE) e Boqueirão (PB).

Esses dois canais condutores de água percorrerão, ao todo, 720km. Eles serão revestidos de concreto e, em composição com casas de bombas, túneis, aquedutos e pequenos reservatórios, são necessários para levar uma parte da água do rio São Francisco até os açudes existentes. Além dos açudes, os canais condutores vão lançar água às calhas de alguns rios da região para conduzir a água aos destinos finais. No rio Salgado, a água percorrerá 60km; no rio Jaguaribe, 80km; no rio Apodi, 90km; no rio Piranhas-Açu, 130km; no rio Paraíba, 150km.

A água percorrerá, portanto, 510km em rios. A captação em Cabrobó dará início ao chamado EIXO NORTE, que transportará um volume médio de 45,2m³ de água por segundo pelo sistema. Ele levará água para os rios Brígida (PE), Salgado (CE), do Peixe e Piranhas-Açu (PB e RN) e Apodi (RN), garantindo o fornecimento de água para os açudes Chapéu (PE), Entremontes (PE), Castanhão (CE), Engenheiros Ávidos (PB), Pau dos Ferros (RN), Santa Cruz (RN) e Armando Ribeiro Gonçalves (RN). Pela sua extensão, foi dividido em cinco trechos, denominados: Trechos I, II, III, IV e VI, como se observa na Figura 15.

O Eixo Norte é composto por, aproximadamente, 402km de canais artificiais, 3 estações de bombeamento, 8 aquedutos, 2 túneis e 18 reservatórios de pequeno porte. Nesse Eixo, ainda estão previstas duas pequenas centrais hidrelétricas junto aos reservatórios de Jati e Atalho, no Ceará.

No ponto de captação em Itaparica, iniciará o Eixo Leste, com cerca de 220km indo até o rio Paraíba, na Paraíba, transportando, em média, 18m³ de água por segundo. Esse Eixo levará água para o açude Poço da Cruz (PE) e para o rio Paraíba, que é responsável pela manutenção dos níveis do açude Epitácio Pessoa (PE), também chamado de Boqueirão. Esse Eixo é chamado também de Trecho V. Compõe-se de 5 estações de bombeamento, 5 aquedutos, 2 túneis e 9 reservatórios de pequeno porte. Com os dois Eixos funcionando, o resultado final é o

beneficiamento das bacias dos rios Jaguaribe (CE), Apodi (RN), Piranhas-Açu (PB-RN), Paraíba (PB) e Moxotó (PE) e Brígida (PE).

Um dos desafios do projeto de engenharia foi encontrar meios de superar os desníveis de altitude entre os locais de captação de água no rio São Francisco e os pontos receptores. Esses desníveis chegam a 165m no Eixo Norte e a 304m no Eixo Leste. As estações de bombeamento farão esse trabalho. Os trechos de cada um dos Eixos poderão ser operados de maneira independente, cada um com seu próprio sistema de controle funcionando como uma torneira, abrindo e fechando de acordo com o volume de água a ser conduzido até os açúdes importantes.

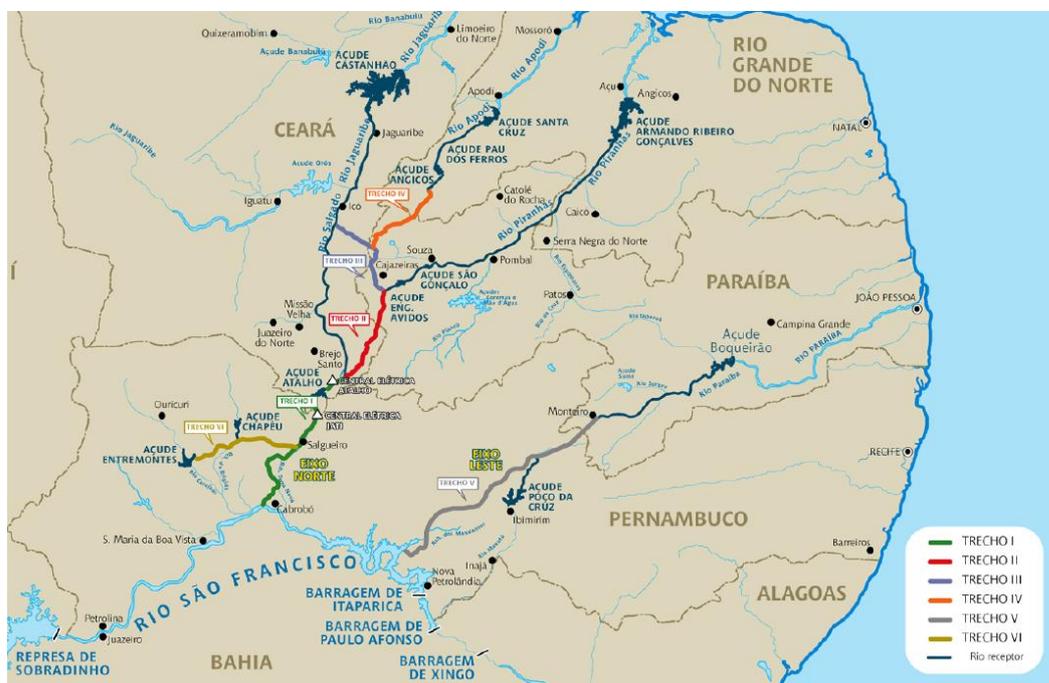


Figura 15 – Os dois Eixos, Norte e Leste do PISF (RIMA, 2004).

3.2. Transposições pelo mundo

Segundo o Ministério do Desenvolvimento Regional (2019), a Integração do Rio São Francisco é um empreendimento de engenharia com alto grau de complexidade. A obra é semelhante a outras transposições no mundo, como na China, Espanha e Egito, em que a conclusão dos empreendimentos foi superior a dez anos. Como exemplo de transposições no mundo, pode-se citar o Projeto Colorado-Big Thompson, EUA, composto por um conjunto de 12 reservatórios, 56km de túneis e 153km de canais, que transpõem as águas do Rio Colorado a oeste

das Montanhas Rochosas para sua vertente leste em direção ao Rio Big Thompson. A obra foi iniciada em 1938 e concluída em 1959 (21 anos) e custo de US\$1,23 bilhão.

O Sistema Hidrelétrico das Montanhas Snowy na Austrália é constituído por 16 reservatórios, sete usinas, uma estação de bombeamento, 145km de túneis e 80km de adutoras, com a função de coletar e armazenar a água que normalmente fluiria do leste para o litoral, sendo desviada do Rio Snowy para os rios Murray e Murrumbidgee. Teve início em 1949 e conclusão em 1974 (25 anos) com custo de US\$722,82 milhões.

O Projeto de Transferência de Água de Wanjiashai na China é um conjunto de adutoras na região noroeste da Província de Shanxi, com três eixos distintos com 44km, 100km e 167km, que extrai água do Rio Amarelo-Huang He. Iniciou-se em 2001 e foi concluído em 2011 (10 anos) e custo de US\$1,32 bilhão.

O Projeto Hídrico das Montanhas do Lesotho, localizado em Lesotho e África do Sul é formado por quatro hidrelétricas, adutoras e túneis localizados na fronteira entre os dois países. Foi iniciado em 1983 e concluído em 2002 (19 anos) com custo de US\$3,53 bilhões. O projeto original previa quatro hidrelétricas e um orçamento total de US\$7,05 bilhões.

A Transposição Tejo-Segura tem a função de transferir água da Bacia do Rio Tejo, localizada na vertente do Oceano Atlântico da Península Ibérica, para a Bacia do Rio Segura, região seca situada no sudeste da Espanha. A obra foi iniciada em 1933 e concluída em 1973 (40 anos) com custo de US\$4,67 bilhões.

O Projeto Mar de Aral, localizado na Ásia Central, Rússia, Uzbequistão e Kazaquistão tem como objetivo recuperar o mar de Aral com a construção de dois canais. Um canal parte do Rio Volga com 800km e estimado em US\$7,05 bilhões e outro canal parte dos Rios Ob e Irtysh com 2.500km e custo de US\$19,39 milhões. É projetado para ser concluído em 20 anos.

O Projeto do Canal El-Salaam no Egito consiste da construção de adutora de 150km que transportaria água de sistema de esgotos misturada à água do Rio Nilo do delta do rio para o Sinai, com custo estimado de US\$2,47 bilhões.

O Projeto Especial Chavimochic no Peru é formado por túneis, canais abertos, adutoras enterradas e sifões com a função de transportar água para regiões mais elevadas dos rios localizados nas proximidades da costa norte do país. Iniciou-se em 1986 e foi concluído em 1996 (10 anos) com custo de US\$1,90 bilhões.

3.3. Aquedutos

Os aquedutos são estruturas enterradas ou na superfície que têm como objetivo a condução de água de um local para o outro. Na antiguidade praticamente todas as civilizações utilizam aquedutos para transporte de água de locais distantes para as cidades. No entanto, foram com os Romanos que os aquedutos tiveram um desenvolvimento aprimorado. Roma, já no século I, chegou a ser abastecida por quatorze destas estruturas, sendo a maior delas medindo cerca de 90km.

Não se pode esquecer que a Transposição do Rio São Francisco por ser uma obra linear de grandes dimensões, aproximadamente 700km, deparou-se com diversos pontos de interferência com obstáculos naturais ou não.

No Projeto de Integração do São Francisco foram empregados 13 aquedutos, construídos em concreto armado, com seção retangular aberta na extremidade superior, fundamentais para se transpor rios, vales e até mesmo estradas que prejudicassem à continuidade dos canais. As Figuras 16 e 17 ilustram dois aquedutos já construídos no PISF.

A vazão de água que passa pelos aquedutos é a mesma que passa pelos canais e a ligação entre estas duas estruturas se dá por meio de uma seção de transição executada em aterro de solo impermeável e posteriormente por enrocamento, ambas trespassando a parede de concreto do aqueduto, formando assim uma interface entre solo e concreto, muito semelhante ao muro de abraço de uma barragem.

Dentre os maiores aquedutos do PISF, está o Aqueduto Mari com aproximadamente 400m de comprimento, situado no Estado de Pernambuco, por onde passa o Eixo Norte do Empreendimento.



Figura 16 – Aqueduto Mari, Eixo Norte - PISF (2017).



Figura 17 – Aqueduto Terra Nova, Eixo Norte – PISF, em detalhe o encontro entre o canal e o aqueduto (PISF 2017).

3.4. Barragens

O PISF é composto por 27 reservatórios interligados por uma rede de canais, para a formação destes reservatórios foram necessárias as construções de uma série de barramentos e diques para fechamento do relevo e armazenamento de água.

Os projetos das barragens do PISF tiveram como condicionante crítico a disponibilidade de materiais da região, isto é, consideraram o número de jazidas e volume de materiais disponíveis, bem como a proximidade dos sítios em relação às barragens.

Devido ao grande volume de escavações, em materiais de diversas categorias, dos canais adjacentes aos barramentos, a principal solução adotada para a execução das barragens foi em enrocamento com núcleo impermeável ou em maciços homogêneos de solo compactado.

Com o objetivo de utilizar a maior quantidade de materiais de construção próximos do entorno das obras, foi considerado que parte do preenchimento dos maciços de enrocamento seriam constituídos por "random".

Uma destas estruturas é a Barragem de Milagres, localizada na Meta 1N de construção, a montante do Túnel Milagres.

O reservatório, foi formado pela união de dois vales interligados por um canal. No vale maior se localiza a barragem principal com 1.050m de comprimento e cerca de 39,0m de altura máxima e, na direção sul, no vale menor, situa-se o dique com cerca de 368,5m de comprimento e altura máxima da ordem de 28,0m. O canal de ligação entre os dois vales tem cerca de 420,0m de comprimento e a base do canal tem 35,0m de largura. O vertedouro será implantado na margem esquerda do reservatório, no vale principal, próximo do canal de ligação.

A Barragem Milagres é de enrocamento com núcleo impermeável, entre as estacas 0 e 42 e de maciço homogêneo com solo compactado entre as estacas 42 e 54. Em ambas as seções a barragem terá crista de 6,0m de largura situada na cota 493,60m., As Figuras 18 e 19 ilustram fases de construção diferentes da barragem.

A inclinação de talude da barragem é variável com talude de montante com inclinação de 1V:1,6H e talude de jusante com 1V:1,4H no trecho entre as estacas 0 a 20 e 26 a 42. Entre as estacas 20 e 26, a barragem apresenta igualmente talude de montante com inclinação de 1V:1,6H, porém com berma de montante com 8,0m de largura, situada na cota 468,60 m. Da mesma forma, o talude superior de jusante apresenta inclinação de 1V:1,4H. No entanto, há uma berma de jusante na cota 474,60m com 15,0m de largura, e o talude inferior tem inclinação de 1V:1,8H.



Figura 18 – *Cut-off* da Barragem de Milagres – PISF (2010).



Figura 19 – Vista superior da Barragem de Milagres – PISF (2016).

3.5. Canais

Os Canais são as estruturas mais lineares da Transposição do São Francisco e estendem-se por cerca de 500km distribuídos pelos Eixos Norte e Leste, motivo pelo qual sofrem as maiores variações de mudanças nos perfis geológicos-geotécnicos.

O perfil tipo dos Canais é trapezoidal, com dimensões de 8m (base inferior) por 20m (base superior) e altura de 6m, executados em aterros ou em escavações, em materiais de diferentes categorias, revestidos por geomembrana e concreto simples. A declividade dos Canais é de 1m para cada quilômetro, assim, a água será conduzida de um ponto ao outro por meio da gravidade.

A impermeabilização dos Canais é feita pela geomembrana instalada nas duas paredes no fundo e a camada de concreto de aproximadamente 12cm tem como finalidade a proteção mecânica do elemento impermeabilizante. Além da instalação de drenos geossintéticos nas paredes do canal, a cada junta da geomembrana foram também previstos drenos no fundo, compostos por tubo perfurado envolto em colchão de brita e envelopado por geotêxtil. A sequência executiva é vista nas Figuras 20 a 24.

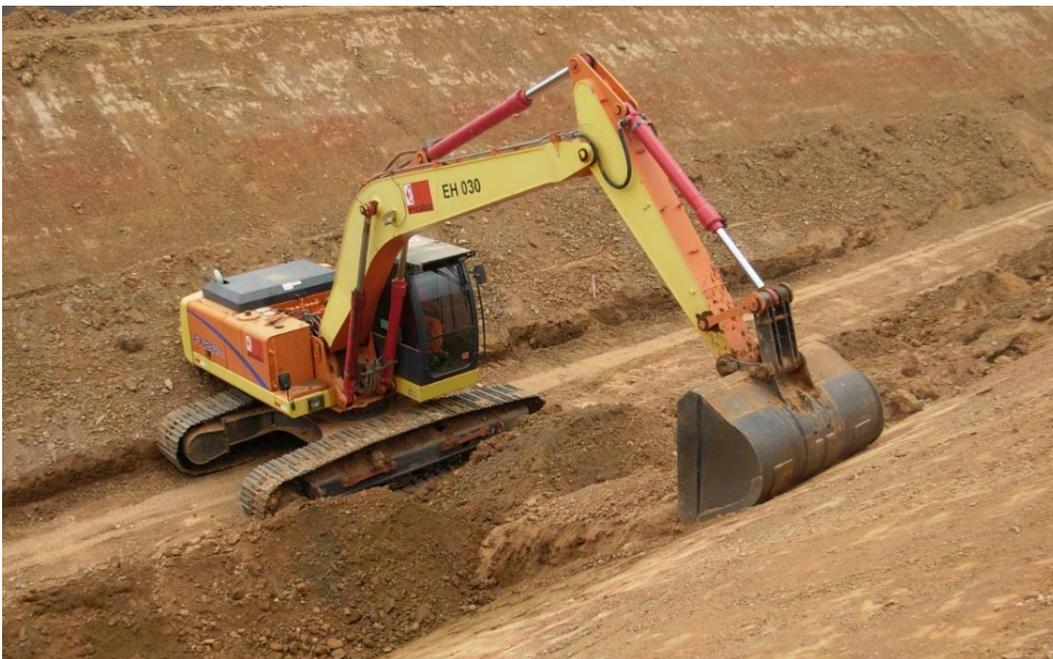


Figura 20 – Canal sendo regularizado, escavado em material de segunda categoria – PISF (2010).



Figura 21 – Canal regularizado com aplicação de concreto magro – PISF (2010).



Figura 22 – Canal com aplicação de geomembrana – PISF (2010).



Figura 23 – Processo de aplicação do concreto no Canal – PISF (2010).



Figura 24 – Trecho de Canal concluído – PISF (2010).

3.6. Estações de Bombeamento

As Estações de Bombeamento, observadas nas Figuras 25 a 27, foram projetadas para vencer os desníveis de altitude entre os locais de captação de água no Rio São Francisco e os pontos receptores. Esses desníveis chegam a exigir recalques de 165m no Eixo Norte e 304ms no Eixo Leste. No total são nove Estações de Bombeamento sendo 3 no Eixo Norte e 6 no Eixo Leste.



Figura 25 – Construção da Estação de Bombeamento 3 Eixo Leste – PISF (2016).



Figura 26 – Construção da Estação de Bombeamento 1 Eixo Norte – PISF (2016).



Figura 27 – Estação de Bombeamento 2 Eixo Norte – PISF (2017).

Estas estruturas, basicamente, são constituídas por pequenos lagos a montante das estações, chamados de “forebay de montante”, os quais têm como função a regularização das vazões para captação de água, as casas de bombas e os “forebay de jusante” que tem função de dissipar energia da água lançada a jusante para que esta seja conduzida aos canais de forma disciplinada.

A capacidade máxima das estações de bombeamento pode chegar, nos períodos de cheia, a $127\text{m}^3/\text{s}$. E nos períodos mais secos, em que a vazão do rio diminui consideravelmente, poderão ser captados cerca de $27\text{m}^3/\text{s}$.

3.7. Túneis

O PISF tem um total de quatro túneis distribuídos pelo empreendimento, sendo os Túneis de Atalho, Cuncas I e II, Engenheiro Giancarlo Lins Cavalcanti e Milagres. Com 15km de extensão, o Túnel Cuncas I é o maior da América Latina para transporte de água. O Túnel Milagres, objeto deste trabalho, tem extensão aproximada de 820m.

Em quase todos os túneis prevê-se o escoamento da vazão de até $99\text{m}^3/\text{s}$. São túneis com conformação em arco-retângulo com raios aproximados de 10m. O piso dos túneis tem plano com declividade em torno de 40cm/Km.

Os túneis foram concebidos em trechos onde a escavação de canais a céu aberto seria mais onerosa ou então impossibilitada, por gerar desapropriações de

comunidades já consolidadas no local. A seguir são apresentados dois túneis dos quatro executados no PISF, As Figuras 28 e 29 ilustram a escavação do emboque do Túnel Cuncas I e do Túnel Eng.º Giancarlo Lins Cavalcanti, respectivamente.



Figura 28 – Escavação do emboque do Túnel Cuncas I – PISF (2008).



Figura 29 – Execução do Túnel Eng.º Giancarlo Lins Cavalcanti – PISF (2016).

4

Estudo de Caso: Túnel Milagres

Aqui, neste capítulo, de fato são abordadas as questões especificamente voltadas à pesquisa, isto é, a apresentação pormenorizada do túnel Milagres e as análises das instrumentações dispostas pelas seções escolhidas.

4.1.

Características do Túnel Milagres

O Túnel Milagres está inserido no Lote 4, Trecho I do Eixo Norte do PISF, com emboque no Município de Salgueiro no Estado de Pernambuco e desemboque no Município de Penaforte no Estado do Ceará. As principais vias de acesso ao túnel são as rodovias federais BR-232 e BR-116, que servem à cidade de Salgueiro. A Figura 30 mostra a localização e acesso do Túnel Milagres.



Figura 30 – Localização do Túnel Milagres – PISF (MDR 2019).

As obras realizadas no Túnel Milagres compreenderam basicamente os serviços de escavação e tratamento dos trechos de transição do emboque e do desemboque e intradorso do túnel.

A concepção original do Túnel Milagres previa uma estrutura com 1.512m de extensão composta por transição do emboque (43m), túnel (1.426m) e transição do desemboque (43m), interligando o Reservatório Milagres a montante e a Galeria Penaforte a jusante.

Pelo túnel está previsto o escoamento da vazão de $89\text{m}^3/\text{s}$. O projeto original previa três seções típicas de escavação e com tratamentos específicos a cada uma delas. As seções denominadas de S1 e S2, para aplicação no filito, foram projetadas com formato arco-retângulo e base plana com raio aumentado em direção à base, altura interna de 9,60m e largura máxima de 10,00m. A seção S3, para aplicação no saprolito, foi projetada com formato arco-retângulo ovalar e com altura interna de

8,95m e largura de 8,65m. A Figura 31 apresenta as seções típicas do Projeto Executivo Original do Túnel Milagres.

Entretanto, em 2013, fora apresentada uma proposta alternativa ao projeto original do túnel. Para o trecho originalmente projetado como seção S3, foi proposta a sua substituição por um segmento de canal a céu aberto, com a inclusão de uma curva horizontal no eixo do canal para desviar de um morro e assim reduzir os volumes de escavação. Esta nova proposta compreendeu a implantação do desemboque em outra região, afastada da área do desemboque do Projeto Executivo original.

Após análise técnica comparativa entre o Projeto Executivo original e a proposta supracitada, concluiu-se que a alternativa geraria uma redução no custo, não impactaria no perfil hidráulico e reduziria os prazos para a execução deste trecho suprimido do túnel.

Com a alteração do projeto do Túnel Milagres, a estrutura reduziu para 904m de extensão, permanecendo a transição do emboque original (43m), redução do túnel (818m) e relocação da transição do desemboque (43m).

O projeto com a redução do túnel manteve duas das seções de escavação e seus respectivos tratamentos do projeto original. São elas as seções S1 e S2, para aplicação no filito e permaneceu com o formato arco-retângulo e base plana com raio aumentado em direção à base, altura interna de 9,60m e largura máxima de 10,00m.

O tratamento da seção corresponde ao piso revestido em concreto e paredes em rocha com concreto projetado reforçado com tela metálica eletro-soldada, tirantes, chumbadores, drenos barbacãs e DHP's. Detalhes das Seções são apresentados na Figura 32.

A Figura 33 mostra a imagem de satélite com destaque para o emboque e desemboque em áreas de adensamento populacional.

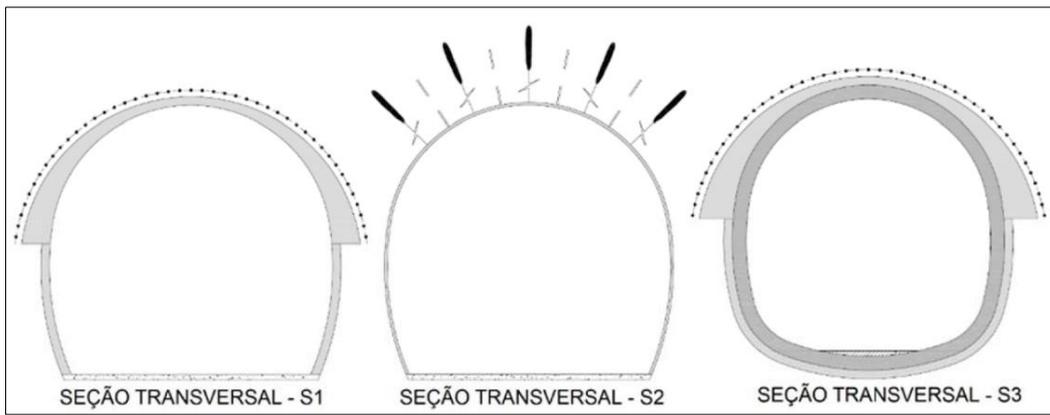


Figura 31 – Seções típicas do Túnel Milagres no Projeto Executivo Original – PISF (MDR, 2019).

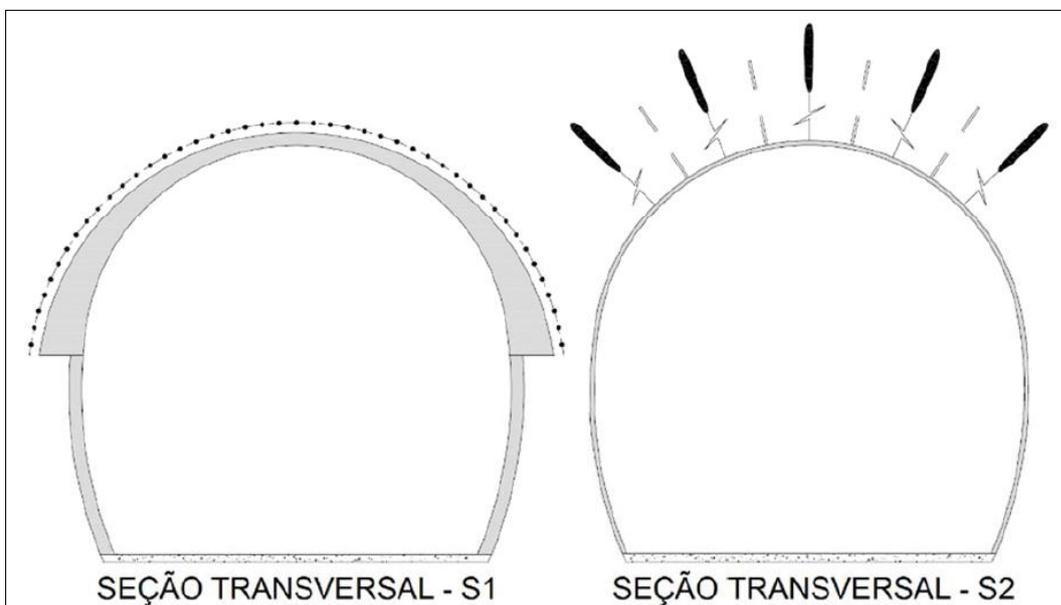


Figura 32 – Seções típicas do Túnel Milagres no Projeto Executivo Alterado – PISF (MDR, 2019).



Figura 33 – Emboque e desemboque com a área de adensamento populacional sobre o traçado do Túnel Milagres – PISF (Adapt. de Google Earth, 2018).

4.2. Características Geológico-Geotécnicas

Segundo o Ministério do Desenvolvimento Regional (2019), o Túnel Milagres, após aprovação da alternativa de redução para 818m, foi escavado totalmente em filito.

Por meio de mapeamentos geológico-geotécnicos realizados ao longo das escavações do túnel, foram identificados três sistemas de fraturas principais além de fraturas aleatórias, sumariadas na Tabela 2.

Tabela 2. Família de Descontinuidades e Atitudes do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).

Família de Descontinuidades	Atitude (Mergulho/Direção de mergulho)
Sn – F1	38°/114°
F2	81°/202°
F3	33°/300°

Foram realizadas análises cinemáticas para verificação de formação de cunhas e/ou blocos pela intersecção das descontinuidades entre si e com o intradorso do túnel. Com o auxílio do *software* Unwedge (*Rocscience*) foram identificadas cunhas nas frentes de escavação. O resultado dessa avaliação é apresentado na Figura 34.

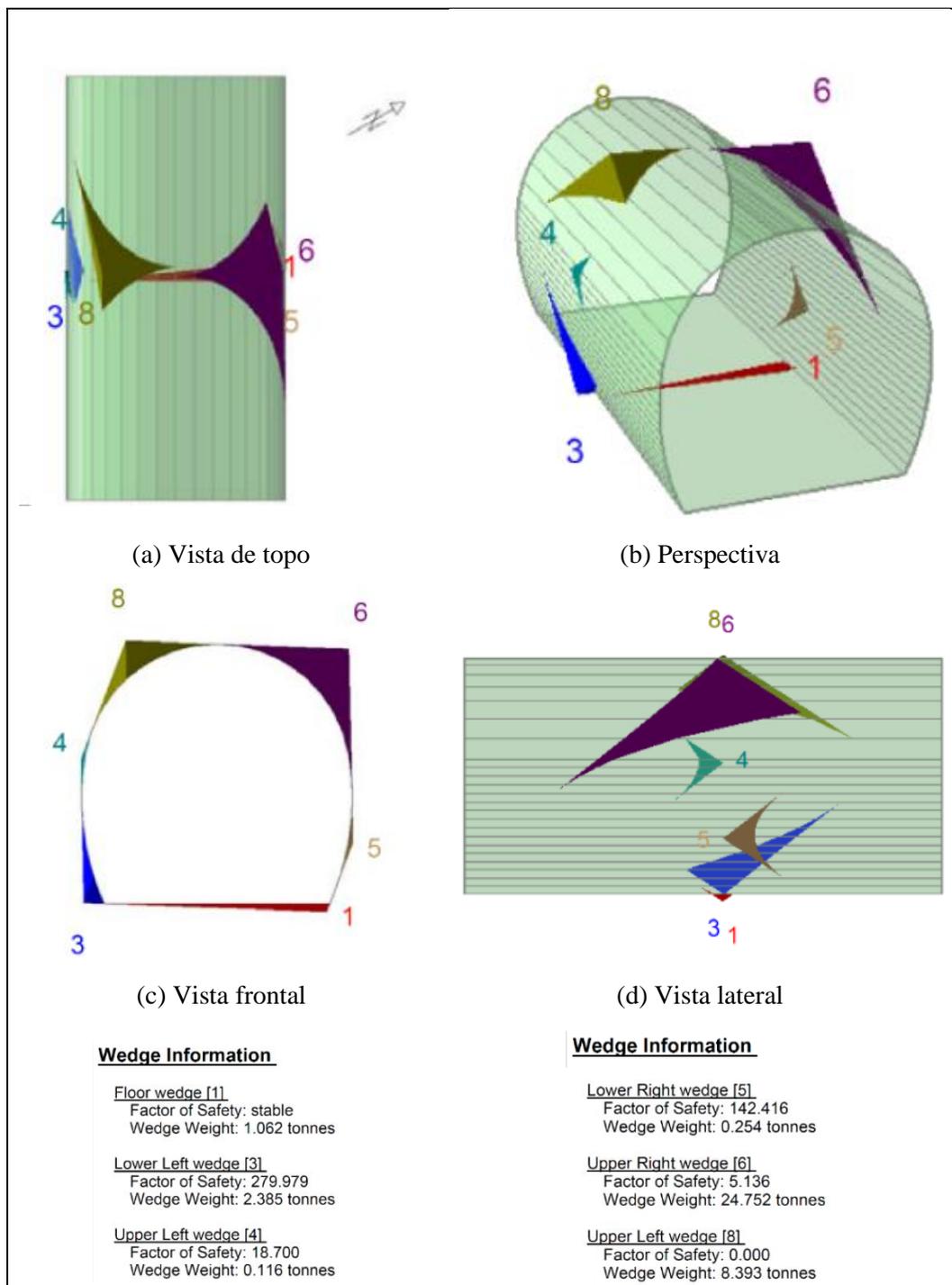


Figura 34 – Determinação dos blocos formados pelas intersecções das descontinuidades mapeadas no maciço do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).

A partir das análises dos blocos formados pelas possíveis interseções das descontinuidades mapeadas, pode-se observar a formação de seis blocos potenciais. Destes seis blocos observados, o bloco 1 é naturalmente estável e o bloco 8 possui fator de segurança zero, o que indica que sua ocorrência poderia ser responsável por eventuais rupturas na abóbada do túnel durante e após as escavações. Os blocos restantes se encontram em condições estáveis.

Foram realizadas investigações por meio de sondagens mistas, totalizando 9 furos localizados conforme indicado em planta e perfil geológico-geotécnico longitudinal do Túnel Milagres na Figura 35. A Figura 36 apresenta os perfis de sondagens mistas.

As sondagens mistas foram executadas com recuperação de testemunho, permitindo análises mineralógicas e petrográficas. A Figura 37 apresenta o material dominante no maciço do túnel, sendo descrito como material de coloração vermelha e verde, composto por cristais de quartzo, feldspato e poucos minerais opacos e micáceos. A granulometria varia de 1 a 4mm. As amostras não exibiram efervescência ao teste com ácido clorídrico diluído a 10%.

A Figura 38 apresenta fotomicrografias com as características dos principais minerais identificados na lâmina petrográfica de amostra de testemunho da sondagem. De forma geral, a composição mineralógica corresponde a 79% de quartzo, 8% de microclína e plagioclásio, 2% de muscovita, 9% de cimento e 2% de opacos.

A imprevisibilidade geológica da escavação, sendo uma consequência natural, revelou-se bem evidente ao se comparar a geologia prevista com a geologia real da obra. Pois, constatou-se, segundo o MDR (2019), que trechos de túnel estimados como maciço rochoso Classe II e III no projeto executivo se transformaram durante a escavação em alternância de classes que variaram de III a IV, além de estruturas geológicas identificadas em trechos de ocorrência não previstos no projeto executivo. A Figura 39 exhibe a classe real do maciço encontrado ao longo das escavações do túnel.

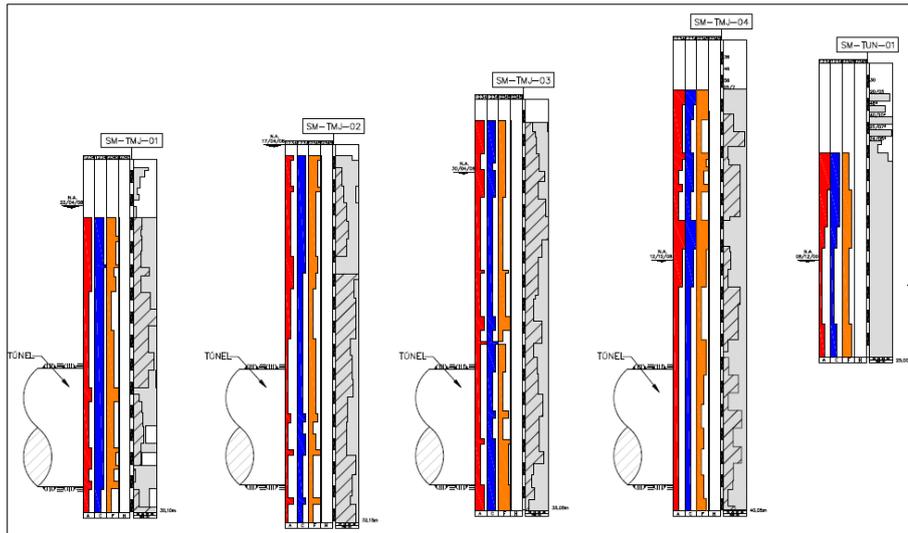


Figura 36 – Perfis de sondagens mistas do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).



Figura 37 – Amostras de testemunhos recuperados das sondagens (MDR, 2019).

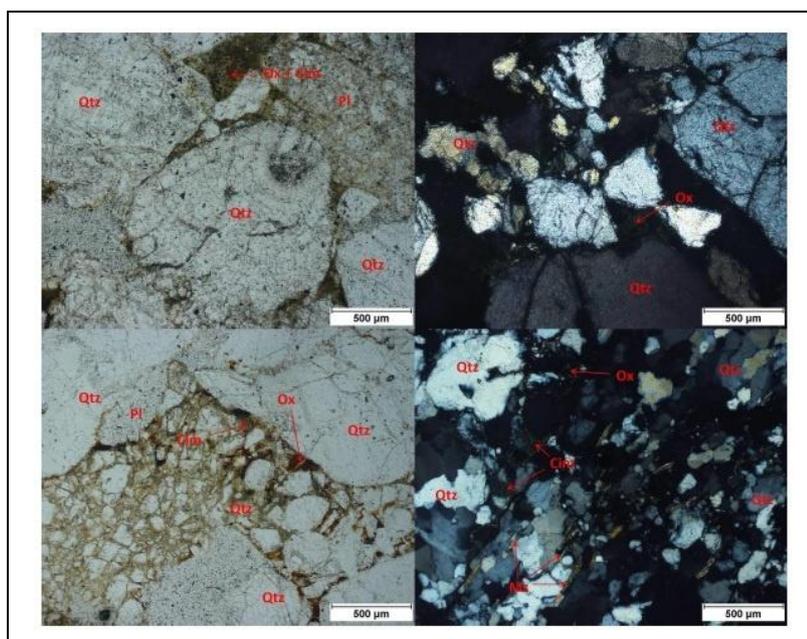


Figura 38 – Fotomicrografias com composição mineralógica de quartzo (Qtz), plagioclásio ((Pl), muscovita (Ms), óxidos (Ox) e cimento (Cim) (MDR, 2019).

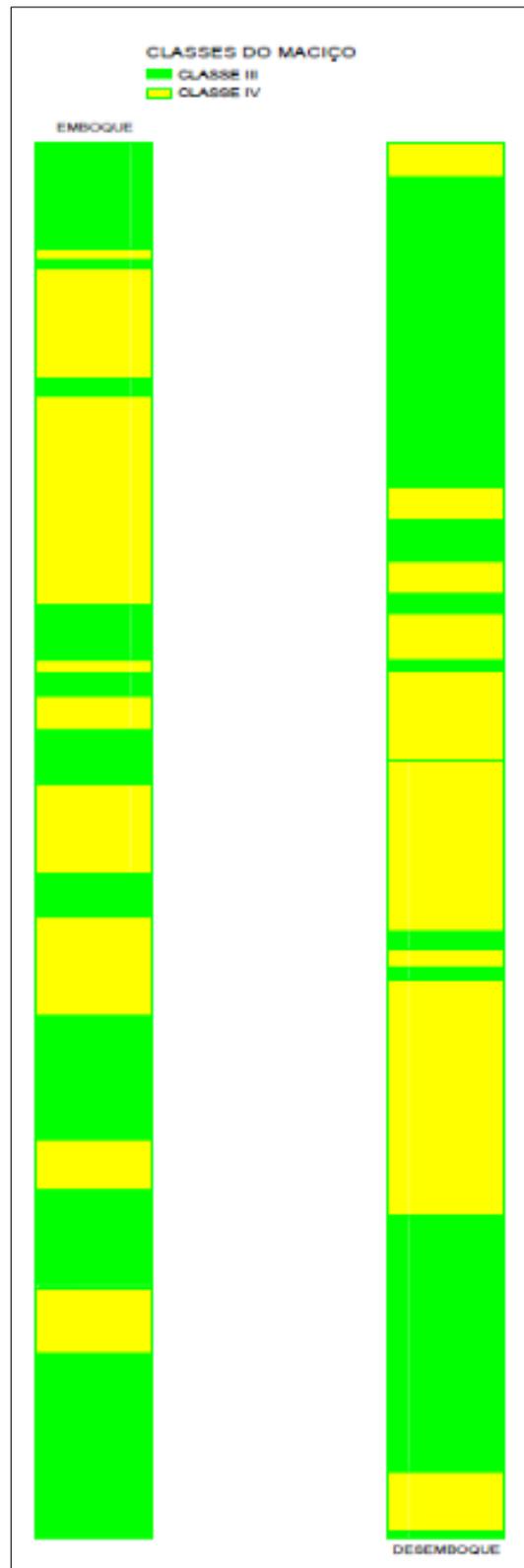


Figura 39 – Classificação geológico-geotécnica real do Túnel Milagres – PISF (MDR, 2019).

4.3. Características do Projeto Executivo

A metodologia adotada pelos autores do projeto executivo teve como proposta a previsão da utilização de um Diâmetro Equivalente que utiliza o vão máximo do túnel dividido por um índice de suporte de escavação (ESR), para com base nesse resultado serem propostos os tratamentos ao trecho do túnel classificado.

Para o cálculo do Diâmetro Equivalente (D_e) do túnel utilizaram-se os seguintes parâmetros: Vão do Túnel = 10,17 metros (vão mínimo para a vazão requerida); ESR = 1,3 (retirado do gráfico proposto por Barton, 1974).

Os limites para cada categoria de suporte, do projeto executivo, foram definidos traçando uma linha com o valor do diâmetro equivalente, sobre o gráfico proposto por Barton, conforme pode ser visualizado na Figura 40.

O túnel Milagres foi inteiramente escavado em filito de Classe III e IV, os suportes e tratamentos executados, apresentados na Figura 41, variaram conforme a descrição que será apresentada posteriormente para cada seção analisada, frisando-se que as seções apresentadas não tem estruturas geológicas próximas. Assim sendo, a influência da qualidade do maciço rochoso sobre a magnitude dos valores de convergência, mediante o prosseguimento da frente de escavação, foi analisada considerando-se a imediata instalação dos suportes para cada seção.

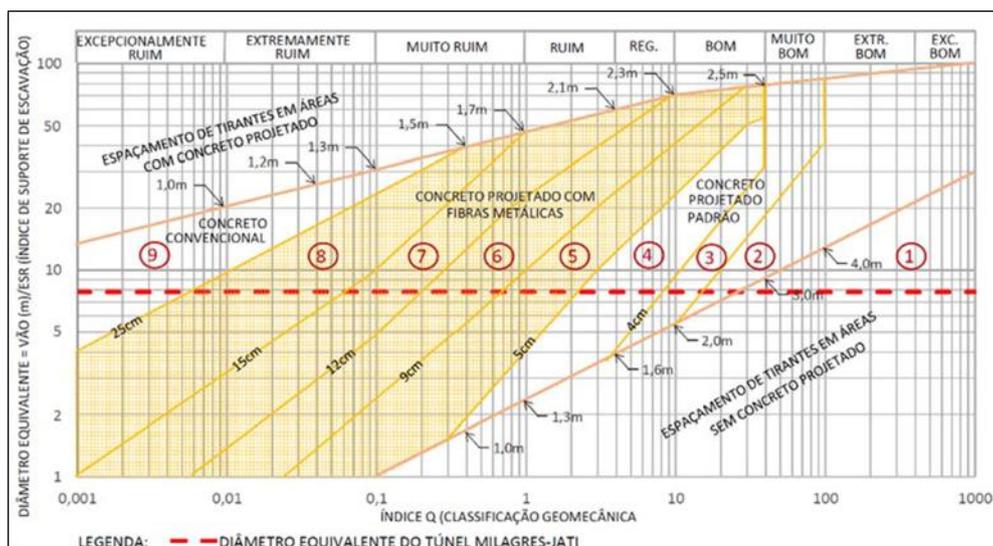


Figura 40 – Gráfico indicando as categorias de suporte do Projeto Executivo do Túnel Milagres (MDR, 2019).

CATEGORIA DE SUPORTE	INDICE Q	TIPO DE SUPORTE
1	> 25	AUTOPORTANTE - TIRANTES ESPORÁDICOS - VER OBSERVAÇÃO 1
2	15 - 25	TIRANTES A CADA 2,50 m + 4 cm DE CONCRETO PROJETADO PADRÃO (ABÓBADA)
3	7,5- 15	TIRANTES A CADA 2,30 m + 5 cm DE CONCRETO PROJETADO PADRÃO (ABÓBADA)
4	2,3 - 7,5	TIRANTES A CADA 2,00 m + 7 cm DE CONCRETO PROJETADO PADRÃO (ABÓBADA)
5	0,7 - 2,3	TIRANTES A CADA 1,80 m + 10 cm DE CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO (ABÓBADA)
6	0,2 - 0,7	TIRANTES A CADA 1,50 m + 15 cm DE CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO (ABÓBADA E PAREDES)
7	0,06 - 0,2	TIRANTES A CADA 1,30 m + 25 cm DE CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO + TELA METÁLICA ELETROSOLDADA Q 196 E OU COSTELAS DE REFORÇO (ABÓBADA E PAREDES) - OBS. 2
8	0,004-0,06	TIRANTES A CADA 1,00 m + 25 cm DE CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO + COSTELAS DE REFORÇO E/ OU CAMBOTA QUANDO NECESSÁRIO (ABÓBADA E PAREDES)

OBS. 1: NAS CATEGORIAS 1 e 2 PODERÁ SER INDICADO A CRITÉRIO DA SUPERVISÃO A APLICAÇÃO DE 4 cm DE CONCRETO PROJETADO NA ABÓBADA DO TÚNEL POR MEDIDA DE SEGURANÇA , QUE PODERÁ SER APLICADO COM DEFASAGEM DE ATÉ 20m DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO, DESDE QUE OS SERVIÇOS DE BATE-CHOCO TENHAM SIDO EFICAZMENTE EXECUTADOS

OBS. 2: ADICIONALMENTE AOS TRATAMENTOS SISTEMÁTICOS PODERÁ SER INDICADA A INSTALAÇÃO DE TELA METÁLICA ELETROSOLDADA Q 196 EM TODA A SEÇÃO OU PARCIAL E OU A APLICAÇÃO DE COSTELAS DE REFORÇO. A INDICAÇÃO OCORRERÁ EM FUNÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO , DEVIDO A GRAU DE ALTERAÇÃO, FRATURAMENTO/FOLIAÇÃO E/OU A CRITÉRIO DA SUPERVISORA/ATO.

Figura 41 – Limites das Categorias de Suporte e seus respectivos tratamentos (MDR, 2019).

4.4. Método Executivo

A escavação do Túnel Milagres se deu pelo método NATM. O ciclo de escavação do túnel adotado correspondeu às fases de (Figuras 42 a 53):

- (i) Topografia;
- (ii) Perfuração com diâmetro de 45 milímetros;
- (iii) Carga e fogo cerca de 250 quilogramas de explosivo por avanço;
- (iv) Ventilação;
- (v) Remoção de rocha com avanço médio de 3,0 metros x 40,0 metros quadrados, totalizando 120 metros cúbicos de material;
- (vi) Bate choco na frente escavada, abóbada e paredes;
- (vii) Contenções com tirantes ovalizados de 25 ou 21 milímetros, cambotas e concreto projetado.



Figura 42 – Escavação em NATM do emboque do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 43 – Início da Marcação da Topografia do Plano de Fogo do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 44 – Final da Marcação da Topografia do Plano de Fogo do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 45 – Perfuração do Plano de Fogo do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 46 – Execução do Carregamento para detonação do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 47 – Sistema de Ventilação do Túnel Milagres, em operação – PISF (2014).



Figura 48 – Remoção de material da frente de detonação do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 49 – Bate choco da frete de escavação do Túnel Milagres – PISF (2018).



Figura 50 – Aplicação de Concreto Projetado do Túnel Milagres – PISF (2014).



Figura 51 – Perfuração para instalação de Tirantes do Túnel Milagres – PISF (2015).



Figura 52 –Instalação de Cambotas Metálicas Treliçadas do Túnel Milagres – PISF (2015).



Figura 53 –Cambotas Metálicas cobertas por Concreto Projetado no Túnel Milagres – PISF (2015).

O mapeamento geológico-geotécnico executado na sequência dos avanços da escavação do túnel, teve como objetivo a identificação e registro das principais feições geológicas do maciço rochoso. A classificação geomecânica segundo o Índice Q de Barton visou a proposição das recomendações quanto ao tipo de suporte necessário à estabilidade da escavação.

Durante as escavações do túnel ocorreu um predomínio da categoria de suporte VI em 77,19% da extensão escavada, seguida da categoria de suporte VII com 16,75%. Com menores expressões, o maciço apresentou a categoria de suporte VIII com 4,30%, a categoria de suporte IV com 1,52% e finalmente a categoria de suporte V com apenas 0,24%, podendo ser visto na Figura 60.

Cabe ressaltar que quanto maior a categoria de suporte requerida pelo maciço para sua estabilização, maior o impacto no ciclo de escavação, devido à quantidade de tirantes, volume de concreto projetado e a depender da categoria, a necessidade de incremento de tela metálica, costelas de reforço, podendo chegar a instalação de cambotas.

Devido a descontinuidades de contratos, rescindidos pela Administração Pública Federal, ocorreram três grandes paradas na execução do Túnel Milagres, as quais impactaram na produtividade e prazo de execução.

Nas Figuras 54, 55 e 56 é possível verificar as etapas de execução da obra, bem como seu prazo.

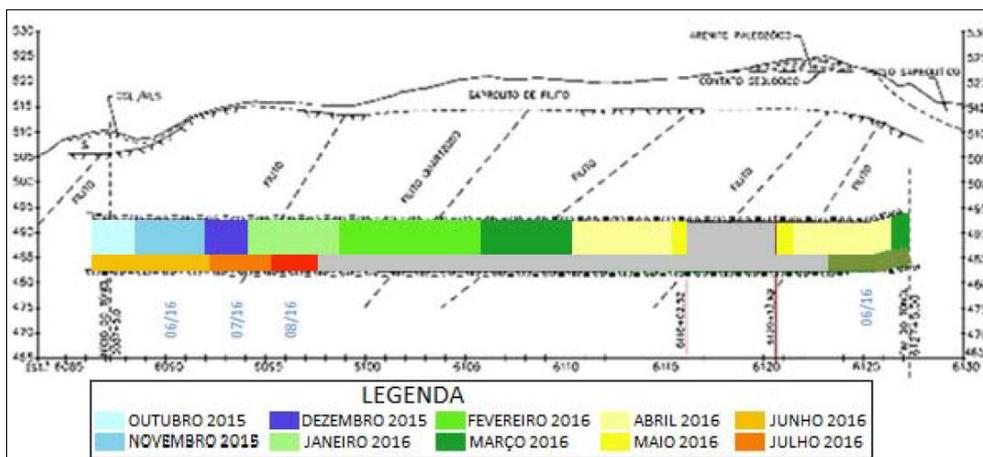


Figura 54 – Perfil do Túnel Milagres x Produção – PISF (MDR, 2019).

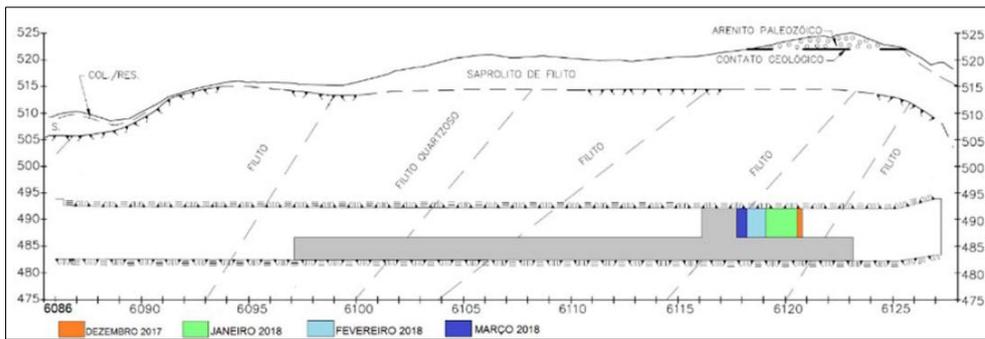


Figura 55 – Perfil do Túnel Milagres x Produção – PISF (MDR, 2019).

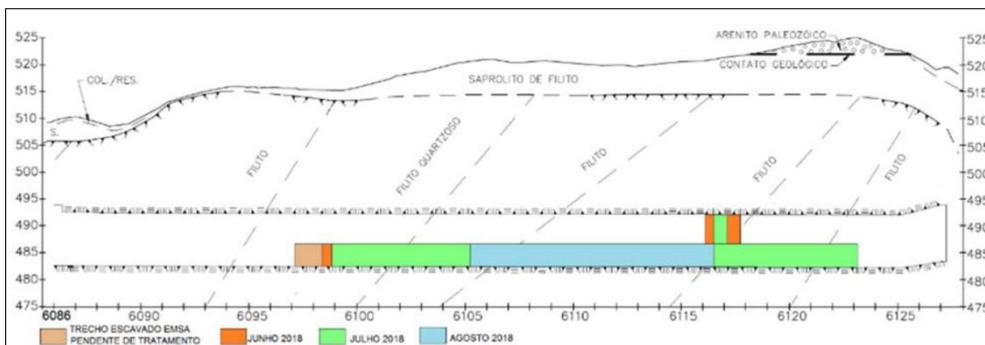


Figura 56 – Perfil do Túnel Milagres x Produção – PISF (MDR, 2019).

O túnel foi escavado em duas frentes, uma pelo emboque no município de Salgueiro - PE e outra pelo desemboque no município de Penaforte - CE. A Figura 57 e Figura 58 ilustram o emboque e desemboque do túnel já escavados e reforçados.



Figura 57 – Vista do emboque do túnel com reforço instalado, PISF (2016).



Figura 58 – Vista do desemboque do túnel com reforço instalado, PISF (2016).

A cada avanço da frente de escavação, mapeamentos geotécnicos eram realizados com a finalidade de se classificar o maciço e providenciar, se necessário, a instalação dos suportes devidos, representados por cambotas metálicas, arcos invertidos, tirantes com resinas e/ou concreto projetado com fibras metálicas.

Para o caso de infiltração de água, foram feitas perfurações de drenos horizontais profundos e barbacãs.

A principal condicionante para o avanço da frente ser maior ou menor é a classificação do maciço. Isto é, se o maciço é de boa qualidade o avanço pode ser maior, para maciços de pior qualidade, os avanços serão menores. Na Figura 59 pode ser visto um exemplo do mapeamento geológico do túnel.

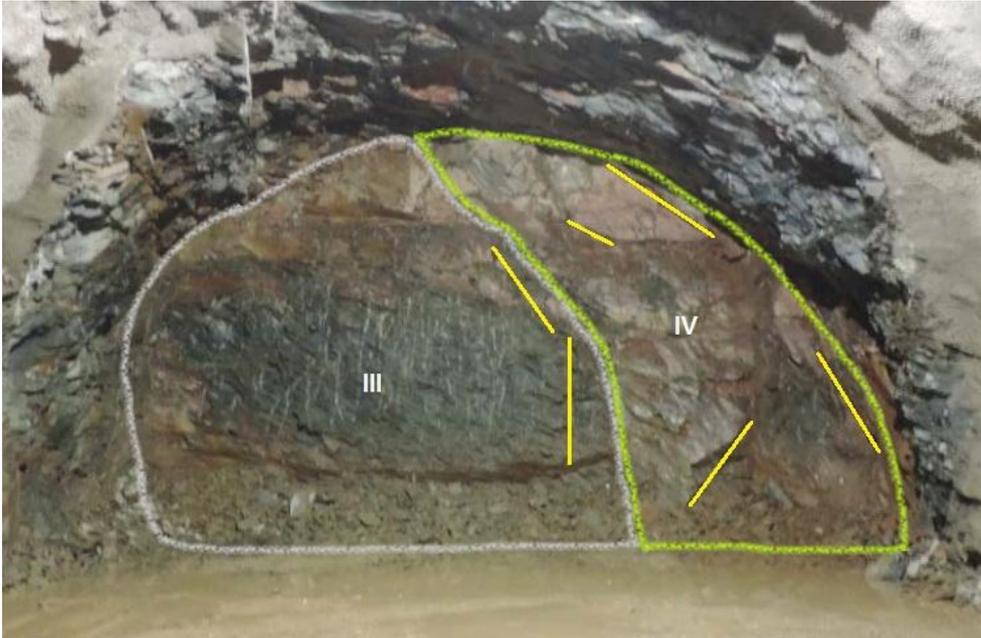


Figura 59 – Mapeamento de estruturas geológicas e identificação de classe de maciço no espelho do Túnel Milagres (Adapt. de MDR, 2019).

Destaca-se que o controle de convergência e recalques do túnel Milagres foi realizado por meio de tassômetros, marcos superficiais e pinos de convergência instalados em seções de especial interesse, monitorados por equipe especializada de topografia.

A Figura 60, demonstra como ficou a classificação do maciço rochoso após as escavações (*As built*), para o critério de Barton, representado pela categoria de suporte ao longo da escavação.

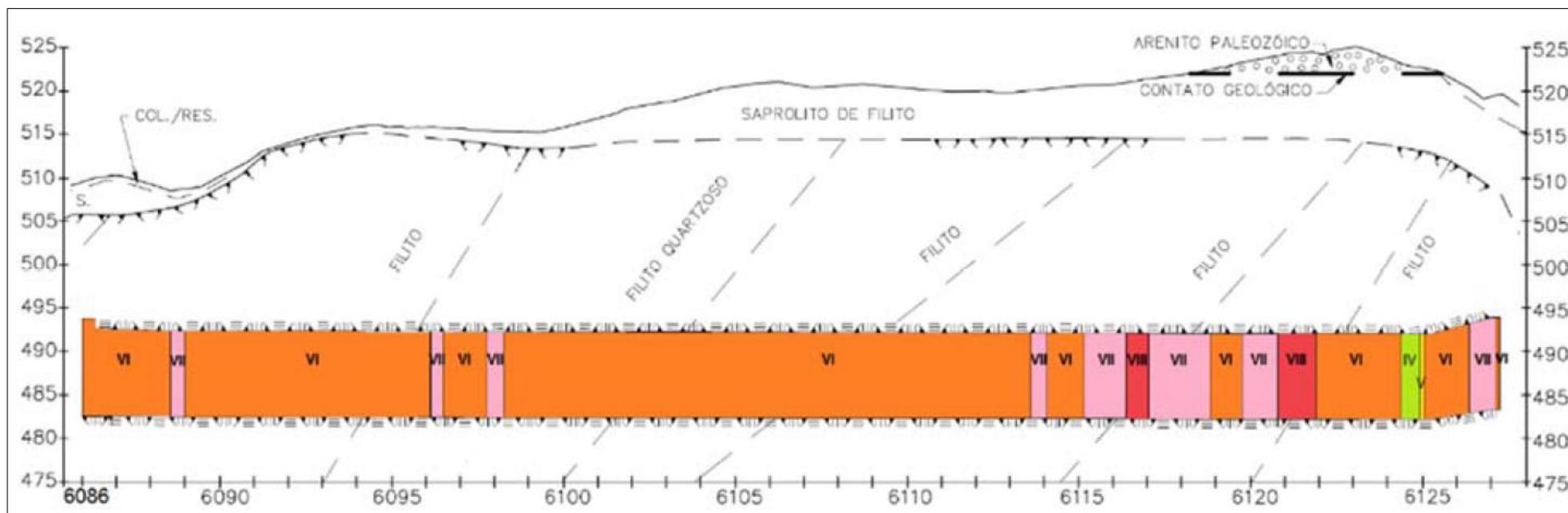


Figura 60 – Perfil com a categoria de suporte utilizada ao longo da escavação do Túnel Milagres (MDR, 2019).

4.5. Medidas de Convergência e Recalques

As escavações do Túnel Milagres ocorreram próximas a comunidade de Montevideu no município de Salgueiro – PE, o que motivou especial cuidado na execução das escavações, para que não houvesse danos às moradias e equipamentos públicos.

O túnel Milagres tem seções de instrumentação instaladas na parte externa (marcos superficiais e tassômetros) e na parte interna (seções de convergência). A instrumentação utilizada consistiu basicamente na instalação de 5 marcos superficiais, 3 tassômetros e pinos de convergência em 17 seções distribuídas pelos 818m do túnel.

A Figura 61 e Figura 62 apresentam o perfil longitudinal do túnel com as seções de instrumentação numeradas de 1 a 17 com a indicação da estaca onde os instrumentos foram instalados tomando por base a locação indicada nos desenhos de Projeto Executivo.

Os instrumentos externos foram instalados e iniciadas as leituras antes das escavações afetarem o maciço nas proximidades e os instrumentos internos foram lidos tão cedo quanto possível, normalmente, antes do avanço da frente de escavação consecutiva.

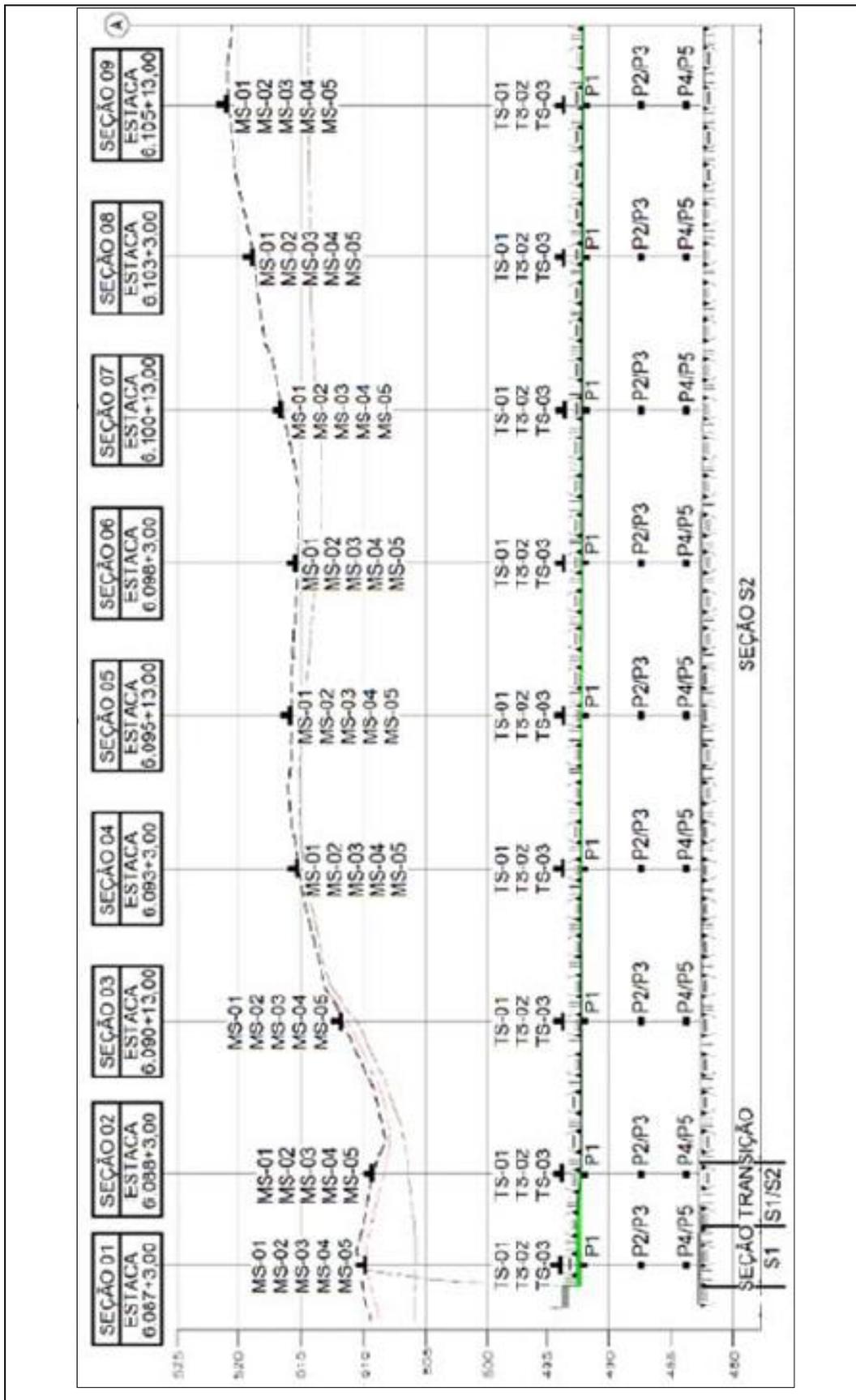


Figura 61 – Perfil Longitudinal com Localização das Seções Instrumentadas do Túnel Milagres – Seção 01 a Seção 09 (MDR, 2019).

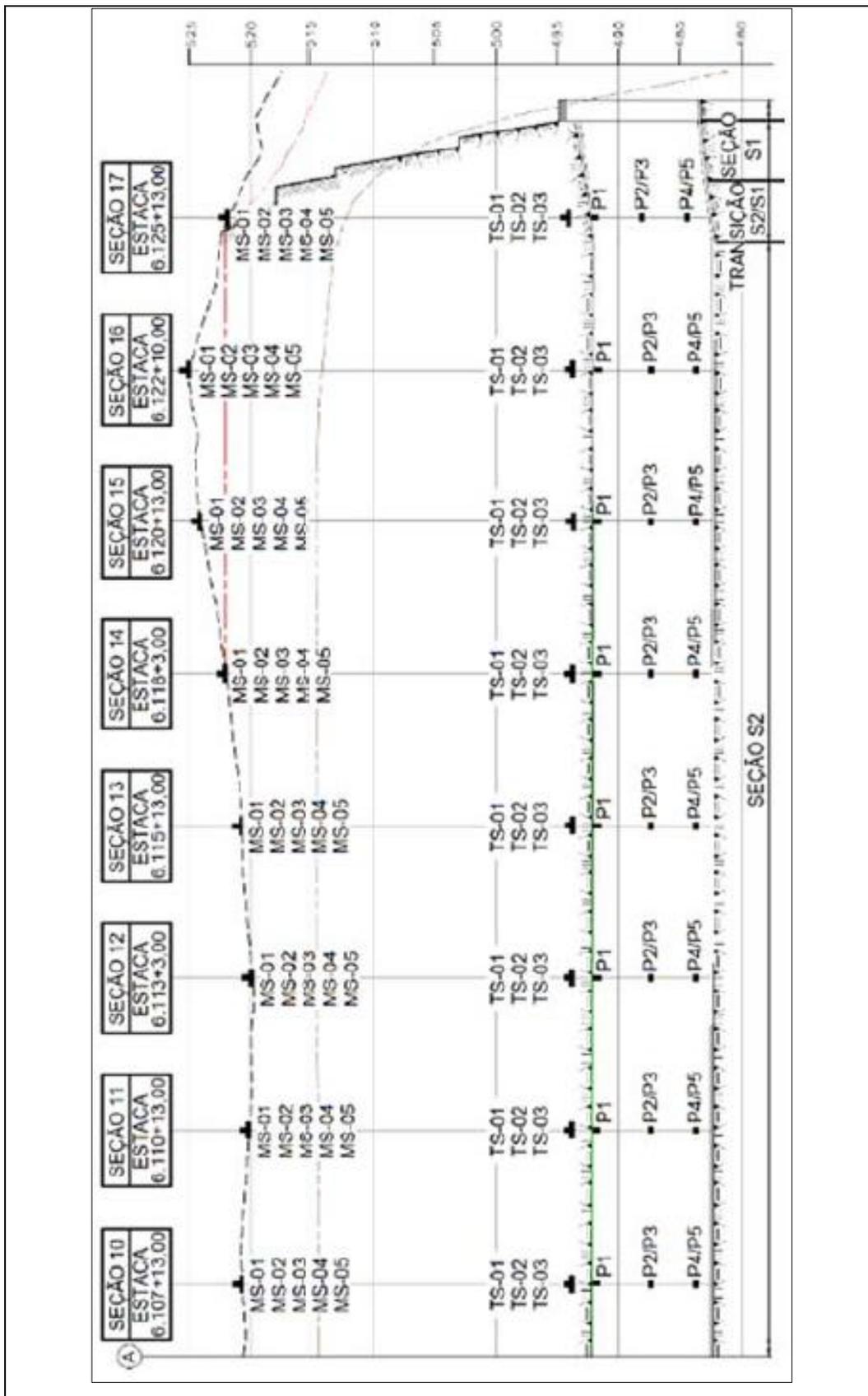


Figura 62 – Perfil Longitudinal com Locação das Seções Instrumentadas do Túnel Milagres – Seção 10 a Seção 17 (MDR, 2019).

Conforme metodologia estabelecida e verificada no REF – Relatório Final – Volume VII. Relatório Final de Acompanhamento Técnico das Obras do Túnel Milagres – RT E RETN, MDR (2019), a periodicidade das leituras e os valores de referência foram assim definidos: as leituras em cada seção de convergência foram realizadas com frequência diária até que a frente de escavação se afastasse a uma distância de pelo menos 4 vãos da seção de instrumentação e quando as deformações estivessem estabilizadas, ou seja, que se obtivessem 3 leituras consecutivas com variações inferiores a $\pm 0,1\text{mm}$. A partir desse momento as leituras passaram a ser semanais durante pelo menos 4 semanas e com os valores mantendo-se estabilizados, as leituras passaram a mensais até o fim da obra.

Quando da ocorrência de leitura anômala (fora do padrão de comportamento anteriormente registrado) foram realizadas leituras diárias por, pelo menos 3 dias, para confirmação da variação. A mesma periodicidade de leitura foi adotada para o monitoramento dos marcos superficiais e tassômetros.

O acompanhamento da construção incluiu, além da leitura dos instrumentos, a aquisição e o registro dos dados de instrumentação de campo, bem como o registro de ocorrências.

As Figuras 63 e 64 apresentam o perfil transversal da seção de instrumentação para as seções de escavação S1 e S2, respectivamente, com a indicação dos nomes adotados para cada um dos instrumentos previstos.

As deformações medidas nas seções de convergência são comparadas com os valores de deformação/deslocamento correspondentes aos níveis de atenção e de alerta definidos em função de sua magnitude.

O limite de alerta foi adotado igual ao valor correspondente à deformação equivalente a 1/1.000 do vão do túnel. O limite de atenção foi definido como o valor correspondente a 70% do valor de alerta. Desta forma, para o caso específico do Túnel Milagres, o Limite de Atenção é de 7,20mm e o Limite de Alerta de 10,30mm.

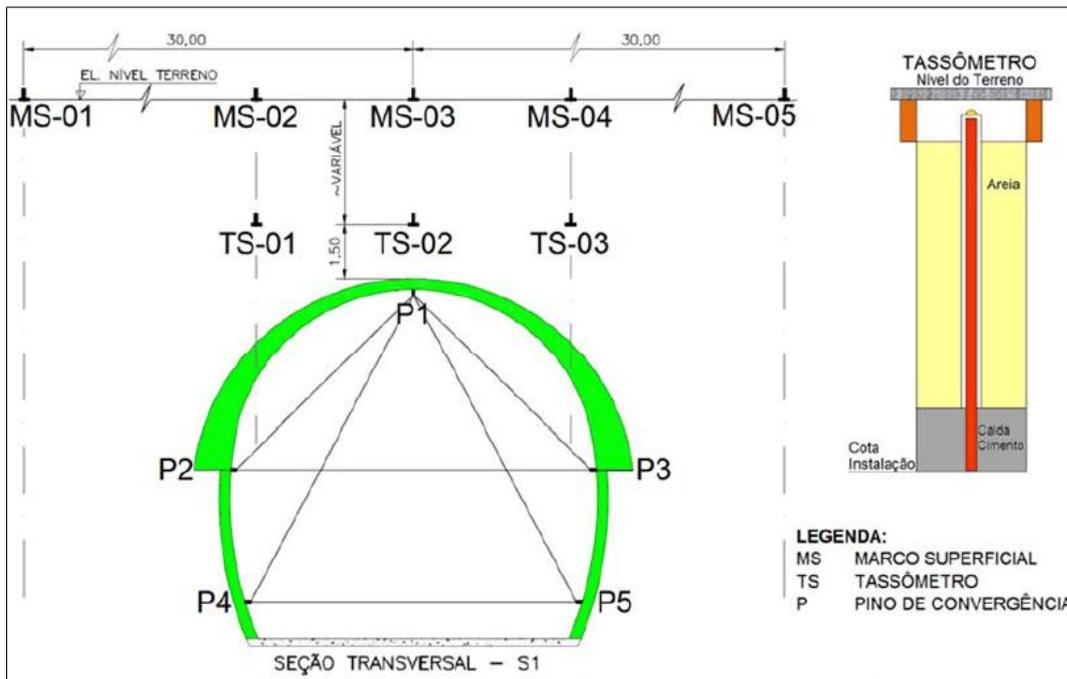


Figura 63 – Perfil Transversal das Seções S1 Instrumentadas do Túnel Milagres (MDR, 2019).

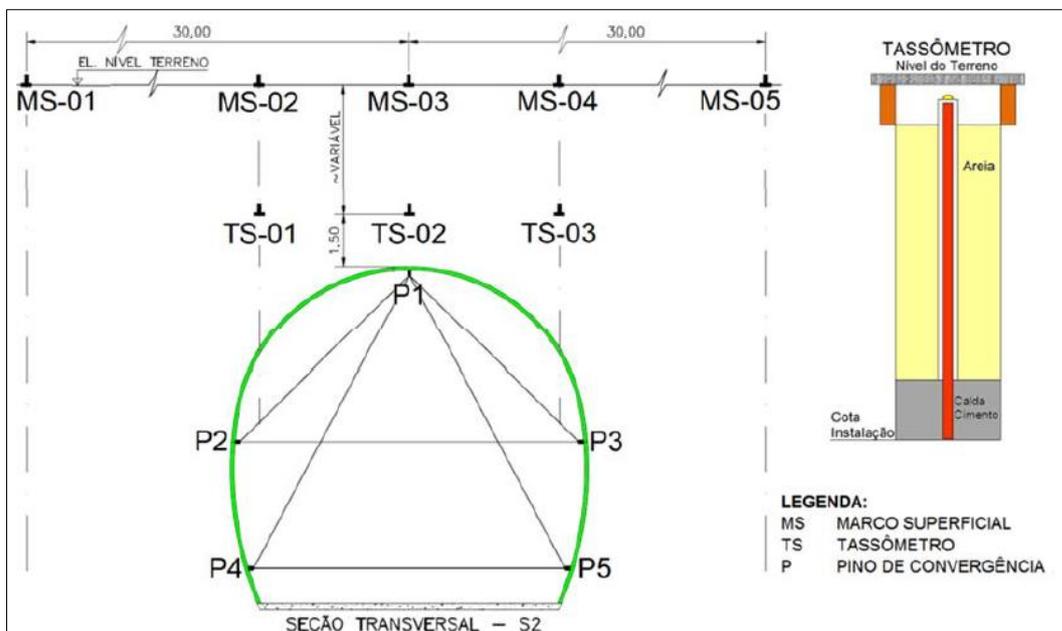


Figura 64 – Perfil Transversal das Seções S2 Instrumentadas do Túnel Milagres (MDR, 2019).

As medidas efetivas associadas às situações nas quais os limites estabelecidos são atingidos foram definidas de forma que a equipe de campo faça a inspeção geológica no trecho afetado, tentando identificar as possíveis causas das deformações e para:

- (i) Limite de Atenção, indique reforço se necessário;
- (ii) Limite de Alerta: indique reforço de suporte que deverá ser aplicado imediatamente.

Em ambas as situações a frequência das leituras da seção de convergência deve ser de duas vezes ao dia (manhã e tarde).

De acordo com o REF – Relatório Final – Volume VII. Relatório Final de Acompanhamento Técnico das Obras do Túnel Milagres – RT E RETN, MDR (2019), para medição dos deslocamentos dos tassômetros foram utilizados níveis topográficos da GEODETIC, modelo DSZ2. A precisão do equipamento, de acordo com a CPE TECNOLOGIA (2020) é de 1,0mm por km duplo e 0,5mm com uso do micrômetro, com distância focal mínima de 1,6m.

Para as leituras de convergência foi utilizado o medidor de convergência modelo JSS-30 A, com capacidade de 0,5 a 30m e sensibilidade de 0,01mm, RELATÓRIO DE AFERIÇÃO (2014).

4.6. Metodologia de Análise

As análises de convergência no túnel Milagres vislumbram correlacionar a classe de maciço com as medidas de convergências resultantes, a fim de prever o comportamento do maciço a ser escavado e após a escavação, a partir de dados de medidas de convergência.

Para execução da tarefa de comparação tentou-se selecionar as seções mais representativas de cada classe de maciço. Entretanto, foram estudadas apenas as seções com registros contínuos das convergências, com quantidade de medições suficientes e coerentes dessas convergências.

Os registros de convergência apresentam dados com datas das medições, identificação da corda medida e variação da corda em milímetros. A partir destes dados, foram confeccionados gráficos de tempo versus deslocamentos de cordas, objetivando-se uma melhor visualização do comportamento das seções.

Da mesma forma procedeu-se com os registros de recalque, os quais também foram verificados em milímetros e nos mesmos períodos de aquisição dos dados de convergência. Posteriormente, também foram analisadas as tendências das medidas de convergência e recalques ao longo do tempo para uma tentativa de ratificação da redundância da instrumentação interna mediante a externa.

A metodologia de análise adotada nesta pesquisa pode ser resumida por meio das seguintes etapas:

- (i) Posicionamento de cada seção instrumentada ao longo do túnel com sua distância relativa ao emboque ou desemboque;
- (ii) Identificação dos pinos de convergência e tassômetros de cada seção;
- (iii) Análise do mapeamento geológico-geotécnico da frente de escavação de cada seção do túnel;
- (iv) Análise da qualidade e frequência das medidas de convergências e recalques;
- (v) Seleção das seções instrumentadas para estudo;
- (vi) Análises das curvas e tendências de comportamento das medidas de convergências e recalques ao longo do tempo de instrumentação e em função dos eventos de escavação e instalação de suporte;

- (vii) Comparação entre os gráficos de convergências e recalques de mesma seção e seções com classes mecânicas e suportes diferentes.

Para realização dos estudos foram escolhidas cinco seções instrumentadas, interna e externamente, das dezessete existentes no Túnel Milagres. O critério adotado para a escolha das seções abrange todas as classes de maciço existentes no túnel, bem como as classes de suporte empregado.

As seções de estudo são:

- (i) **Seção S1** – A seção de instrumentação 1, localizada a 16m do emboque, em Salgueiro - PE, é a linha de instrumentos mais próxima ao emboque do túnel e encontra-se na seção de escavação S1. Sendo o maciço de Classe III, foram monitoradas as bases 1-2, 1-3 e 2-3 e tassômetros 1, 2 e 3;
- (ii) **Seção S2** – A seção de instrumentação 2, localizada a 36m do emboque, em Salgueiro - PE, é a linha de instrumentos na região de transição da seção de escavação S1 com a S2. Sendo o maciço de Classe IV, foram monitoradas as bases 1-2, 1-3 e 2-3 e tassômetros 1, 2 e 3;
- (iii) **Seção S3** – A seção de instrumentação 3, localizada a 66m do emboque, em Salgueiro - PE, é a primeira linha de instrumentos na região da seção de escavação S2. Sendo o maciço de Classe IV, foram monitoradas as bases 1-2, 1-3 e 2-3 e tassômetros 1, 2 e 3;
- (iv) **Seção S6** – A seção de instrumentação 6, localizada a 236m do emboque, em Salgueiro - PE, é uma linha de instrumentos na região da seção de escavação S2. Sendo o maciço de Classe IV, foram monitoradas as bases 1-2, 1-3 e 2-3 e tassômetros 1, 2 e 3;
- (v) **Seção S17** – A seção de instrumentação 17, localizada a 40m do desemboque, em Penaforte - CE, é uma linha de instrumentos na região de transição da seção de escavação S2 com a S1. Sendo o maciço de Classe III, foram monitoradas as bases 1-2, 1-3 e 2-3 e tassômetros 1,2 e 3.

A Tabela 3 apresenta um resumo das características das seções adotadas para as análises de convergência e recalques.

Tabela 3 - Seções adotadas para as análises de convergência e recalques.

Seção	Localização	Classe	Base de convergência	Tassômetro
S1	16m do emboque	III	1-2, 1-3 e 2-3	1, 2 e 3
S2	36m do emboque	IV	1-2, 1-3 e 2-3	1, 2 e 3
S3	66m do emboque	IV	1-2, 1-3 e 2-3	1, 2 e 3
S6	236m do emboque	IV	1-2, 1-3 e 2-3	1, 2 e 3
S17	40m do desemboque	III	1-2, 1-3 e 2-3	1, 2 e 3

O diagrama ilustra a configuração de medição em uma seção de túnel. Três pontos de medição (TS 2, TS 1 e TS 03) estão alinhados horizontalmente. As distâncias entre TS 2 e TS 1, e entre TS 1 e TS 03, são ambas de 10 metros. Abaixo desta linha, há um emboque (arco) com pontos de medição 1, 2 e 3. O ponto 1 está no topo do arco, o 2 à esquerda e o 3 à direita. Uma seta indica uma cota de instalação e uma distância vertical de 2,00 metros.

As medidas da variação da convergência e de recalques em função do tempo foram analisadas por meio de gráficos com o eixo das abscissas representando os dias transcorridos da data de escavação da seção verificada. Apresentou-se, adicionalmente, as classes dos maciços encontradas em cada avanço da frente de escavação, bem como as proteções executadas em cada uma das seções analisadas.

Destaca-se, de maneira complementar, que as medições obtidas nos marcos superficiais se revelaram inexpressivas, motivo pelo qual não foram analisadas e incorporadas na pesquisa. Inclusive vale informar que alguns marcos superficiais foram danificados no decurso das medições.

4.7. Resultados e Análises

4.7.1. Seção S1 – Classe III

A Seção S1 escavada em Classe III possui suporte consistindo na instalação de tirantes a cada 1,5m adicionado a camada de 15cm de espessura de concreto projetado com fibras nas paredes e abóboda. Esta seção encontra-se a 16m do emboque (Salgueiro). A Tabela 4 resume os deslocamentos medidos com o avanço da frente de escavação.

A variação da convergência em função do tempo é apresentada na Figura 64. Observa-se o deslocamento em milímetros da seção analisada versus as datas de cada medição referentes aos deslocamentos a partir do avanço da frente escavada. Constata-se que o deslocamento máximo medido não chega a 1,0mm e que existe estabilização da convergência, sendo o período de medição igual a 217 dias. Na ocasião a seção se encontrava a 580m de onde estava à frente de escavação.

Tabela 4 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S1.

Datas de Medição	Deslocamento Base 1-2 (mm)	Deslocamento Base 1-3 (mm)	Deslocamento Base 2-3 (mm)
28/10/2015	0,00	0,00	0,00
29/10/2015	0,01	-0,01	0,01
30/10/2015	-0,20	0,10	-0,10
31/10/2015	-0,08	0,04	-0,04
03/11/2015	-0,03	0,09	-0,09
04/11/2015	-0,01	0,09	-0,09
05/11/2015	0,16	0,00	0,00
06/11/2015	0,10	0,03	-0,03
07/11/2015	0,05	0,05	-0,05
09/11/2015	0,17	-0,02	0,02
10/11/2015	0,17	-0,02	0,02
11/11/2015	0,40	-0,15	0,15
12/11/2015	0,17	-0,02	0,02
13/11/2015	0,17	-0,02	0,02
14/11/2015	0,17	-0,02	0,02
16/11/2015	0,00	0,08	-0,08
17/11/2015	0,05	0,05	-0,05
18/11/2015	0,17	-0,02	0,02
19/11/2015	0,00	0,08	-0,08
20/11/2015	0,00	0,08	-0,08
21/11/2015	0,11	0,01	-0,01
23/11/2015	0,05	0,05	-0,05
24/11/2015	-0,02	0,08	-0,08
25/11/2015	-0,02	0,08	-0,08
26/11/2015	0,04	0,05	-0,05
27/11/2015	0,09	0,02	-0,02
28/11/2015	0,10	0,02	-0,02
30/11/2015	0,10	0,02	-0,02
01/12/2015	0,12	0,01	-0,01
02/12/2015	0,12	0,01	-0,01
03/12/2015	0,07	0,04	-0,04
04/12/2015	0,12	0,01	-0,01
05/12/2015	0,12	0,01	-0,01
07/12/2015	0,12	0,01	-0,01
08/12/2015	0,07	0,04	-0,04
15/12/2015	0,07	0,04	-0,04
04/01/2016	0,12	0,01	-0,01
11/01/2016	0,24	-0,06	0,06
18/01/2016	0,23	-0,05	0,05
06/05/2016	-0,12	0,15	-0,15
01/06/2016	-0,69	0,47	-0,47

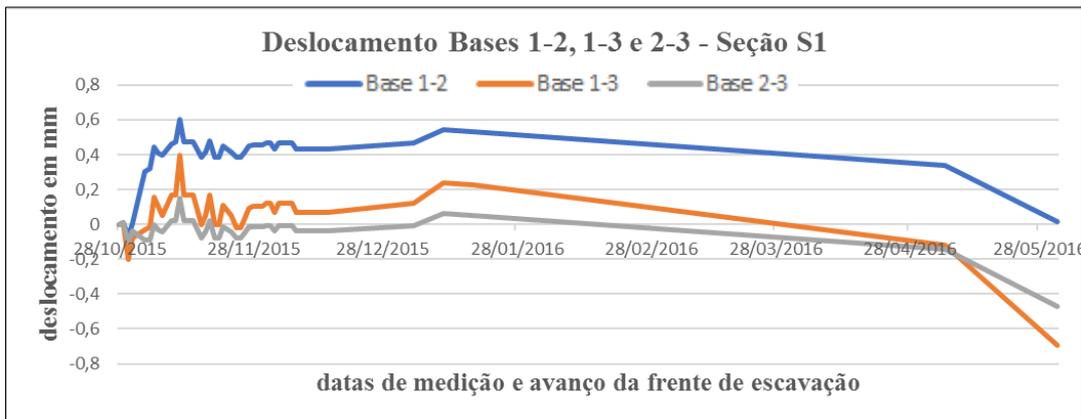


Figura 65 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S1.

Observa-se pela Figura 65 que as curvas de deslocamentos das três bases de convergência possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos quarenta dias após o início das medições, devido ao avanço da frente de escavação, posteriormente se estabilizam por um breve momento, seguindo a curva típica de estabilização. Porém, retornam a se deslocar para depois se estabilizarem em níveis menos elevados, fato que pode ser atribuído ao distanciamento do espelho do túnel em relação a seção S1, bem como a execução dos suportes exigidos. Vale destacar que a estabilização das curvas ocorre após o decurso de aproximadamente dois meses do início do monitoramento.

Em aos limites de atenção e alerta, estabelecidos em 7,2 e 10,3mm, respectivamente, em nenhum momento as medidas de convergência se aproximaram desses valores, visto que o maior deslocamento corresponde a 0,6mm no teto do túnel.

Os recalques medidos pelos tassômetros da Seção S1 são apresentados na Tabela 5 em função do avanço da frente de escavação. A Figura 66 mostra a variação dos valores de recalques medidos em função do tempo, ou seja do avanço da frente de escavação.

Tabela 5 – Recalques com o avanço da escavação – Seção S1

Datas de Medição	Recalque Tassômetro 1 (mm)	Recalque Tassômetro 2 (mm)	Recalque Tassômetro 3 (mm)
28/10/2015	5,00	5,00	6,00
29/10/2015	4,00	4,00	5,00
31/10/2015	4,00	4,00	5,00
03/11/2015	5,00	5,00	6,00
04/11/2015	4,00	4,00	5,00
05/11/2015	5,00	4,00	5,00
06/11/2015	5,00	4,00	6,00
07/11/2015	6,00	5,00	7,00
09/11/2015	4,00	4,00	5,00
10/11/2015	3,00	3,00	4,00
11/11/2015	5,00	4,00	6,00
12/11/2015	4,00	4,00	6,00
13/11/2015	5,00	5,00	6,00
16/11/2015	7,00	6,00	8,00
17/11/2015	5,00	5,00	6,00
18/11/2015	6,00	6,00	7,00
19/11/2015	5,00	4,00	6,00
20/11/2015	6,00	6,00	8,00
23/11/2015	6,00	6,00	7,00
24/11/2015	4,00	6,00	6,00
25/11/2015	4,00	4,00	6,00
26/11/2015	4,00	4,00	5,00
27/11/2015	4,00	4,00	6,00
28/11/2015	5,00	4,00	6,00
30/11/2015	4,00	4,00	6,00
01/12/2015	4,00	4,00	5,00
02/12/2015	6,00	5,00	7,00
03/12/2015	5,00	5,00	7,00
04/12/2015	4,00	4,00	5,00
05/12/2015	5,00	5,00	6,00
07/12/2015	6,00	5,00	5,00
08/12/2015	5,00	4,00	6,00
16/12/2015	2,00	2,00	3,00
05/01/2016	5,00	5,00	7,00
12/01/2016	6,00	4,00	6,00
19/01/2016	6,00	5,00	7,00
08/02/2016	6,00	5,00	7,00
07/06/2016	5,00	6,00	7,00

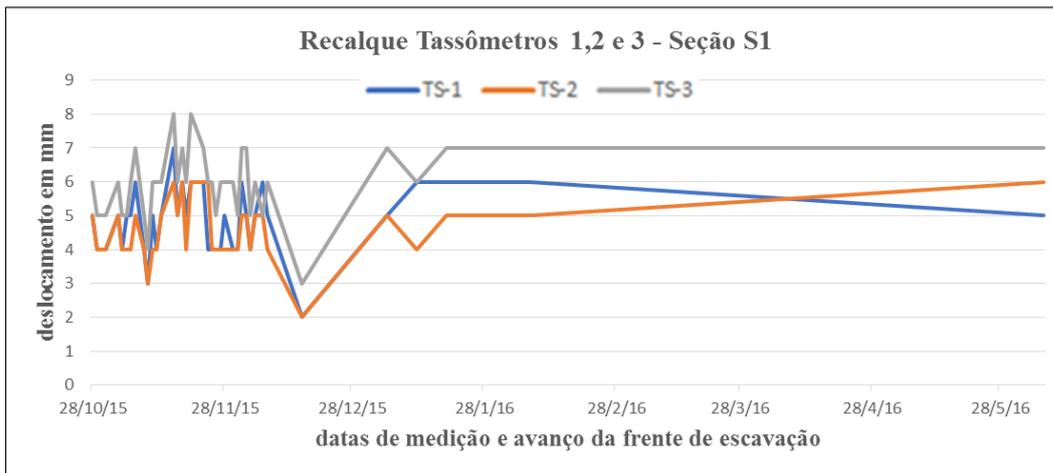


Figura 66 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S1.

Observa-se pela Figura 66 que as curvas de recalques dos três tassômetros possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos setenta dias e posteriormente se estabilizam de forma perene. Ressalta-se que o período de medição dos recalques coincide com o período de acompanhamento da convergência, isto é, 217 dias e avanço de escavação de 580m.

4.7.2. Seção S2 – Classe IV

A Seção S2 escavada em Classe IV possui suporte consistindo na instalação de tirantes a cada 1,5m e camada de 15cm de espessura de concreto projetado com fibras de aço nas paredes e abóboda. Esta seção encontra-se a 36m do emboque, em Salgueiro. A Tabela 6 resume os deslocamentos medidos nas bases de convergência com o avanço da frente de escavação.

A variação da convergência em função do tempo é apresentada na Figura 66. Observa-se o deslocamento em milímetros da seção analisada versus as datas de cada medição referentes aos deslocamentos a partir do avanço da frente escavada. Constata-se que o deslocamento máximo medido foi pouco superior a 1,0 milímetro e que existe estabilização da convergência, sendo o período de medição igual a 213 dias, na ocasião a seção se encontrava a 560 metros da frente de escavação.

Tabela 6 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S2.

Datas de Medição	Deslocamento Base 1-2 (mm)	Deslocamento Base 1-3 (mm)	Deslocamento Base 2-3 (mm)
06/11/2015	0,00	0,00	0,00
07/11/2015	0,20	-0,09	0,09
09/11/2015	0,50	-0,28	0,28
10/11/2015	0,75	-0,41	0,41
11/11/2015	1,04	-0,57	0,57
12/11/2015	0,85	-0,44	0,44
13/11/2015	0,87	-0,45	0,45
14/11/2015	0,87	-0,45	0,45
16/11/2015	0,72	-0,36	0,36
17/11/2015	0,78	-0,40	0,40
18/11/2015	0,88	-0,46	0,46
19/11/2015	0,72	-0,36	0,36
20/11/2015	0,72	-0,36	0,36
21/11/2015	0,85	-0,44	0,44
23/11/2015	0,80	-0,41	0,41
24/11/2015	0,69	-0,34	0,34
25/11/2015	0,69	-0,34	0,34
26/11/2015	0,74	-0,37	0,37
27/11/2015	0,80	-0,41	0,41
28/11/2015	0,81	-0,42	0,42
30/11/2015	0,81	-0,42	0,42
01/12/2015	0,82	-0,43	0,43
02/12/2015	0,82	-0,43	0,43
03/12/2015	0,76	-0,39	0,39
04/12/2015	0,82	-0,43	0,43
05/12/2015	0,82	-0,43	0,43
07/12/2015	0,82	-0,43	0,43
08/12/2015	0,76	-0,39	0,39
15/12/2015	0,76	-0,39	0,39
04/01/2016	0,82	-0,43	0,43
11/01/2016	0,92	-0,49	0,49
18/01/2016	0,91	-0,48	0,48
28/04/2016	0,27	-0,10	0,10
06/06/2016	0,38	-0,08	0,08

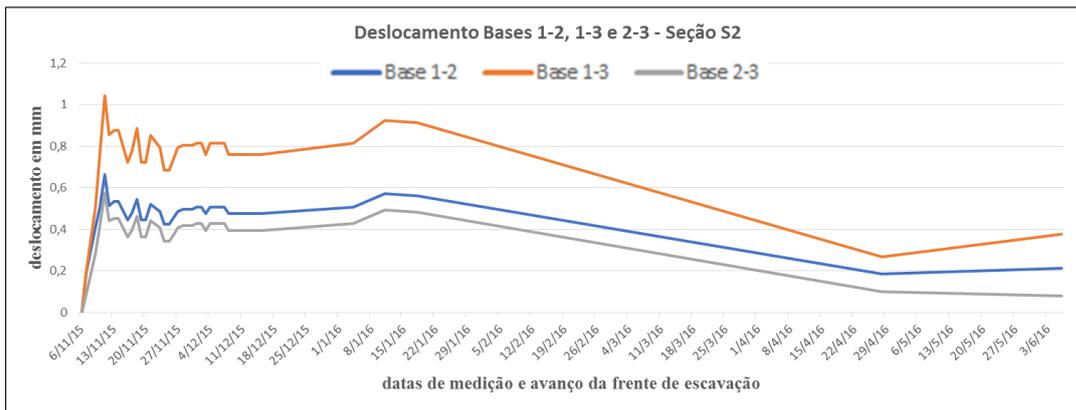


Figura 67 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S2.

Observa-se pela Figura 67 que as curvas de deslocamentos das três bases possuem comportamento muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos trinta dias após o início das medições, devido ao avanço da frente de escavação, posteriormente se estabilizam por um breve momento, seguindo a curva típica de estabilização. Porém, retornam a se deslocar para depois se estabilizarem em níveis menos elevados, fato que pode ser atribuído ao distanciamento do espelho do túnel em relação a seção S2, bem como a execução dos suportes exigidos. Vale destacar que a estabilização das curvas ocorre após o decurso de aproximadamente dois meses do início do monitoramento. O deslocamento máximo medido ao longo do monitoramento é de 1,2mm, significativamente inferior aos valores dos limites de atenção e alerta (7,2 e 10,3mm).

Os recalques medidos pelos tassômetros com o avanço da frente de escavação na Seção S2 são apresentados na Tabela 7. A Figura 68 mostra a variação dos valores de recalques medidos em função do tempo, ou seja do avanço da frente de escavação.

Observa-se pela Figura 68 que as curvas de recalques dos três tassômetros possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos setenta dias e em seguida se estabilizam. Ressalta-se que o período de medição dos recalques coincide com o período de acompanhamento da convergência da seção, isto é, 213 dias e avanço de escavação de 560 metros.

Tabela 7 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S2.

Datas de Medição	Recalque Tassômetro 1 (mm)	Recalque Tassômetro 2 (mm)	Recalque Tassômetro 3 (mm)
06/11/2015	5,00	7,00	6,00
07/11/2015	5,00	6,00	7,00
09/11/2015	6,00	6,00	6,00
10/11/2015	5,00	4,00	6,00
11/11/2015	5,00	7,00	6,00
12/11/2015	5,00	7,00	8,00
13/11/2015	6,00	7,00	6,00
16/11/2015	5,00	7,00	8,00
17/11/2015	5,00	7,00	6,00
18/11/2015	5,00	5,00	5,00
19/11/2015	5,00	7,00	6,00
20/11/2015	5,00	7,00	8,00
23/11/2015	9,00	7,00	6,00
24/11/2015	4,00	7,00	8,00
25/11/2015	5,00	7,00	6,00
26/11/2015	5,00	7,00	7,00
27/11/2015	4,00	6,00	6,00
28/11/2015	5,00	7,00	6,00
30/11/2015	6,00	7,00	8,00
01/12/2015	4,00	8,00	7,00
02/12/2015	4,00	8,00	6,00
03/12/2015	4,00	6,00	8,00
04/12/2015	5,00	5,00	6,00
05/12/2015	4,00	6,00	5,00
07/12/2015	5,00	6,00	6,00
08/12/2015	6,00	6,00	6,00
16/12/2015	4,00	7,00	7,00
05/01/2016	6,00	5,00	7,00
12/01/2016	5,00	7,00	6,00
19/01/2016	6,00	7,00	6,00
08/02/2016	6,00	6,00	6,00
07/06/2016	5,00	6,00	6,00

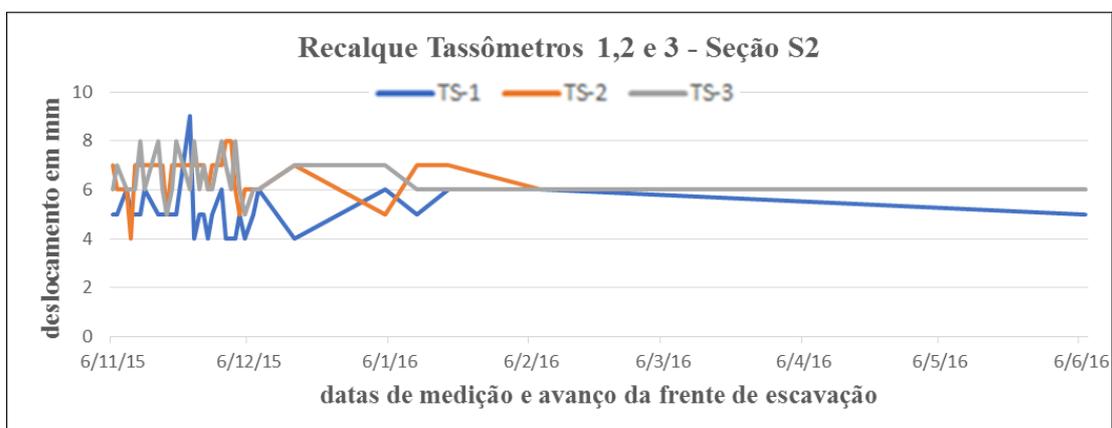


Figura 68 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S2.

4.7.3. Seção S3 – Classe IV

A Seção S3 escavada em Classe IV possui suporte consistindo na instalação de tirantes a cada 1,5m e camada de 15cm de concreto projetado com fibras de aço nas paredes e abóboda. Esta seção encontra-se a 66m do emboque, em Salgueiro. A Tabela 8 resume os deslocamentos medidos nas bases de convergência com o avanço da frente de escavação.

Tabela 8 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S3.

Datas de Medição	Deslocamento Base 1-2 (mm)	Deslocamento Base 1-3 (mm)	Deslocamento Base 2-3 (mm)
27/11/2015	0,00	0,00	0,00
28/11/2015	0,00	0,00	0,00
30/11/2015	0,01	-0,01	0,01
01/12/2015	0,07	-0,06	0,06
02/12/2015	0,08	-0,07	0,07
03/12/2015	0,03	-0,04	0,04
04/12/2015	0,09	-0,08	0,08
05/12/2015	0,09	-0,08	0,08
07/12/2015	0,09	-0,08	0,08
08/12/2015	0,09	-0,08	0,08
09/12/2015	0,20	-0,09	0,09
10/12/2015	0,25	-0,09	0,09
11/12/2015	0,25	-0,09	0,09
12/12/2015	0,31	-0,09	0,09
14/12/2015	0,37	-0,11	0,11
15/12/2015	0,43	-0,11	0,11
17/12/2015	0,54	-0,11	0,11
04/01/2016	0,59	-0,11	0,11
11/01/2016	0,75	-0,11	0,11
18/01/2016	0,81	-0,12	0,12
26/01/2016	0,76	-0,13	0,13
12/04/2016	0,49	-0,11	0,11
26/04/2016	0,55	-0,13	0,13
09/05/2016	0,72	-0,14	0,14
27/05/2016	0,77	-0,14	0,14
08/06/2016	0,41	-0,13	0,13

A variação da convergência em função do tempo é apresentada na Figura 69. Observa-se o deslocamento em milímetros da seção analisada versus as datas de cada medição referentes aos deslocamentos a partir do avanço da frente escavada. Constata-se que o deslocamento máximo medido foi inferior a 1,0mm e que existe

estabilização da convergência, sendo o período de medição igual a 194 dias, na ocasião a seção se encontrava a 510 metros da frente de escavação.

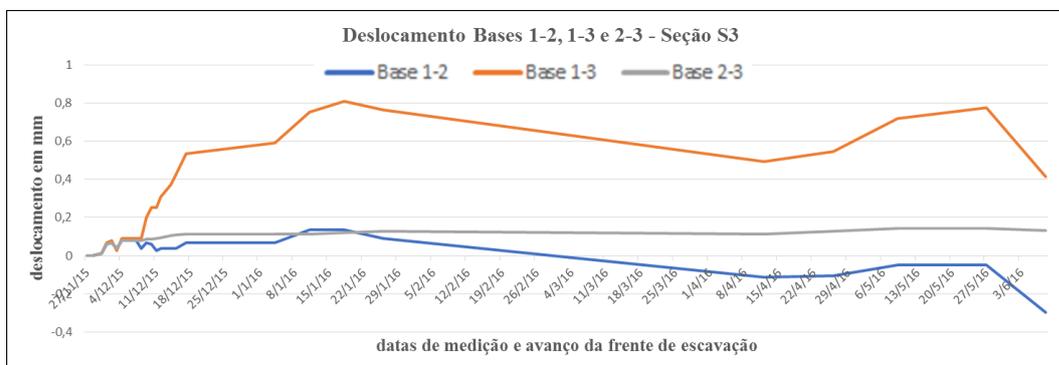


Figura 69 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S3.

Observa-se pela Figura 69 que as curvas de deslocamentos das três bases possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos quinze dias após o início das medições, devido ao avanço da frente de escavação, posteriormente se estabilizam por um breve período de tempo, seguindo a curva típica de estabilização. Porém, retornam a se deslocar para depois se estabilizarem em níveis mais elevados, fato que pode ser atribuído ao distanciamento do espelho do túnel em relação a Seção S3, bem como a execução dos tirantes e revestimento em concreto projetado. Vale destacar que a estabilização das curvas ocorre após o decurso de aproximadamente 1,5 meses do início do monitoramento. Os limites de atenção e alerta jamais foram atingidos, uma vez que o máximo deslocamento foi de 0,8mm na abóbada do túnel.

Em relação aos recalques na Seção S3, os valores medidos pelos tassômetros com o avanço da frente de escavação são apresentados na Tabela 9. A Figura 70 mostra a variação dos recalques ao longo do tempo com o avanço da escavação.

Tabela 9 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S3.

Datas de Medição	Recalque Tassômetro 1 (mm)	Recalque Tassômetro 2 (mm)	Recalque Tassômetro 3 (mm)
27/11/2015	4,00	3,00	4,00
28/11/2015	3,00	3,00	4,00
30/11/2015	3,00	2,00	3,00
01/12/2015	3,00	2,00	3,00
02/12/2015	3,00	3,00	3,00
03/12/2015	3,00	2,00	4,00
04/12/2015	5,00	3,00	4,00
05/12/2015	4,00	3,00	4,00
07/12/2015	5,00	3,00	4,00
08/12/2015	3,00	3,00	4,00
16/12/2015	1,00	2,00	3,00
05/01/2016	1,00	3,00	3,00
12/01/2016	2,00	2,00	3,00
19/01/2016	2,00	3,00	5,00
08/02/2016	3,00	2,00	5,00
09/06/2016	2,00	3,00	3,00
10/06/2016	2,00	3,00	3,00

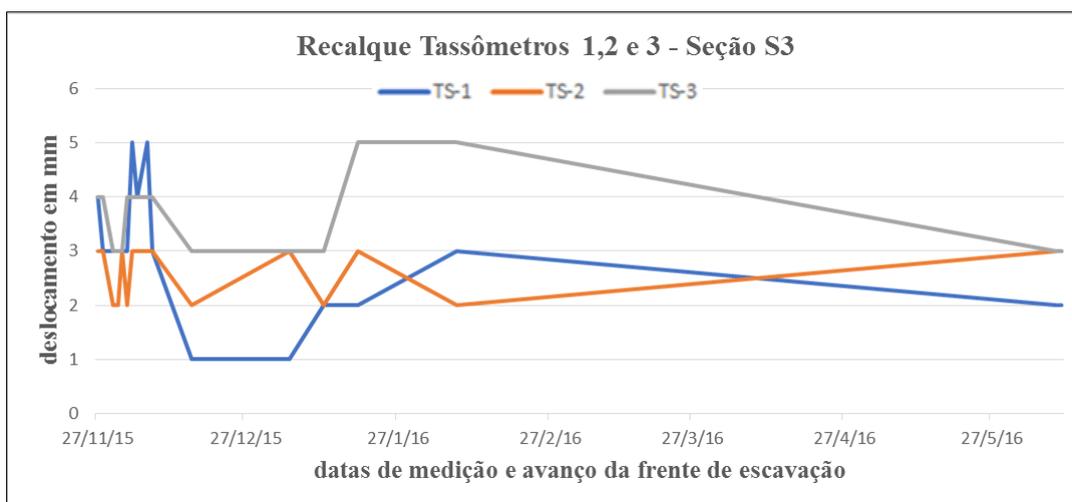


Figura 70 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação - Seção S3.

Observa-se pela Figura 70 que as curvas de recalques dos três tassômetros possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos oitenta dias e posteriormente se estabilizam de forma perene. Ressalta-se que o período de medição dos recalques coincide com o período de acompanhamento da convergência da seção, isto é, 194 dias e avanço de escavação de 510 metros.

4.7.4. Seção S6 – Classe IV

A Seção S6 escavada em Classe IV possui suporte consistindo na instalação de tirantes a cada 1,5m e camada de 15cm de concreto projetado com fibras de aço nas paredes e abóboda. Esta seção encontra-se a 236m do emboque em Salgueiro. A Tabela 10 resume os deslocamentos medidos com o avanço da frente de escavação.

A variação da convergência em função do tempo é apresentada na Figura 71. Observa-se o deslocamento em milímetros da seção analisada versus as datas de cada medição referentes aos deslocamentos a partir do avanço da frente escavada. Constata-se que o deslocamento máximo medido foi bem inferior a 1,0mm e que existe estabilização da convergência, sendo o período de medição igual a 104 dias, na ocasião a seção se encontrava a 360m do espelho do túnel.

Tabela 10 – Medidas de convergência com o avanço da escavação – Seção S6.

Datas de Medição	Deslocamento Base 1-2 (mm)	Deslocamento Base 1-3 (mm)	Deslocamento Base 2-3 (mm)
04/02/2016	0,00	0,00	0,00
05/02/2016	0,00	0,02	0,00
08/02/2016	0,01	0,01	0,01
10/02/2016	0,01	0,01	0,01
11/02/2016	0,03	0,03	0,03
12/02/2016	0,04	0,04	0,05
15/02/2016	0,04	0,05	0,06
16/02/2016	0,05	0,06	0,06
17/02/2016	0,05	0,07	0,06
18/02/2016	0,06	0,07	0,07
19/02/2016	0,06	0,08	0,08
22/02/2016	0,06	0,08	0,09
23/02/2016	0,06	0,09	0,09
24/02/2016	0,07	0,09	0,09
25/02/2016	0,07	0,10	0,11
26/02/2016	0,07	0,10	0,11
03/03/2016	0,09	0,11	0,13
14/03/2016	0,10	0,13	0,15
29/03/2016	0,10	0,13	0,15
04/05/2016	0,12	0,14	0,16
18/05/2016	0,12	0,14	0,16

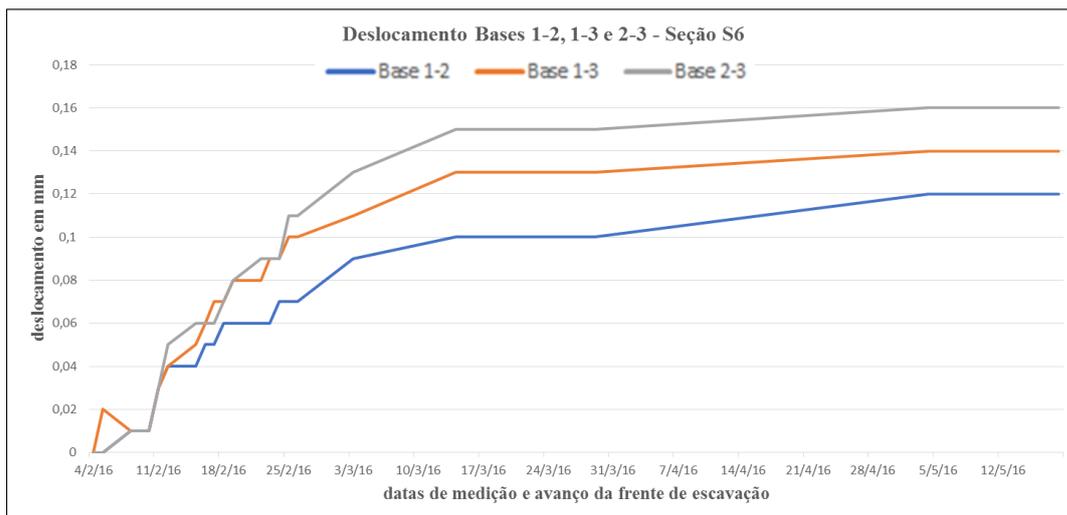


Figura 71 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S6.

Observa-se pela Figura 71 que as curvas de deslocamentos das três bases possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos vinte dias após o início das medições, devido ao avanço da frente de escavação, posteriormente se estabilizam por um breve momento, seguindo a curva típica de estabilização. Porém, retornam a se deslocar para depois se estabilizarem em níveis mais elevados, fato que pode ser atribuído ao distanciamento do espelho do túnel em relação a Seção S6, bem como a execução dos tirantes e camada de concreto projetado. Vale destacar que a estabilização das curvas ocorre após o decurso de aproximadamente um mês do início do monitoramento.

A Seção S6 foi monitorada pelos tassômetros de superfície e as medidas registradas são apresentadas na Tabela 11 resume os recalques com o avanço da frente de escavação. A Figura 72 mostra a variação dos recalques ao longo do tempo com o avanço da escavação.

Tabela 11 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S6.

Datas de Medição	Recalque Tassômetro 1 (mm)	Recalque Tassômetro 2 (mm)	Recalque Tassômetro 3 (mm)
04/02/2016	-1,00	2,00	3,00
05/02/2016	-1,00	2,00	3,00
06/02/2016	-1,00	2,00	3,00
08/02/2016	-1,00	2,00	3,00
10/02/2016	-2,00	1,00	1,00
11/02/2016	0,00	3,00	3,00
12/02/2016	0,00	2,00	3,00
15/02/2016	0,00	3,00	3,00
16/02/2016	-1,00	3,00	4,00
18/02/2016	0,00	3,00	4,00
19/02/2016	0,00	3,00	3,00
22/02/2016	1,00	4,00	5,00
23/02/2016	0,00	3,00	2,00
24/02/2016	1,00	4,00	2,00
25/02/2016	3,00	5,00	1,00
26/02/2016	2,00	3,00	1,00
27/02/2016	0,00	2,00	2,00
29/02/2016	-1,00	2,00	1,00
02/03/2016	0,00	2,00	2,00
03/03/2016	0,00	2,00	2,00
04/03/2016	0,00	2,00	2,00
07/03/2016	-1,00	2,00	2,00
23/03/2016	1,00	4,00	4,00
24/03/2016	0,00	4,00	4,00
28/03/2016	0,00	4,00	3,00
29/03/2016	1,00	4,00	5,00
30/03/2016	0,00	4,00	4,00
31/03/2016	0,00	5,00	4,00
01/04/2016	0,00	5,00	4,00
02/04/2016	0,00	2,00	4,00
04/04/2016	0,00	3,00	4,00
05/04/2016	1,00	3,00	3,00
06/04/2016	1,00	3,00	3,00
07/04/2016	1,00	3,00	4,00
11/04/2016	1,00	3,00	4,00
12/04/2016	1,00	2,00	4,00
15/04/2016	1,00	2,00	4,00
26/04/2016	1,00	1,00	4,00
29/04/2016	2,00	2,00	3,00
02/05/2016	0,00	1,00	4,00

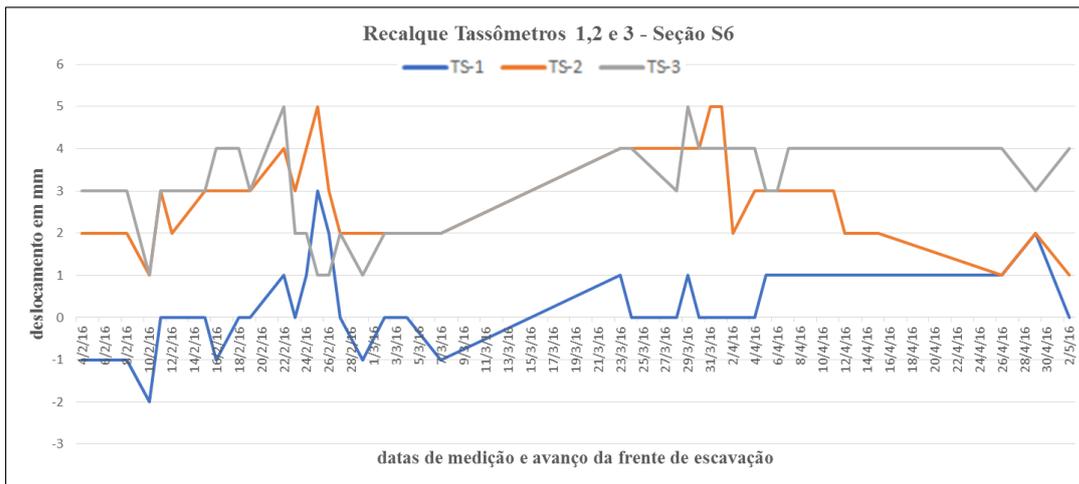


Figura 72 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S6.

Observa-se pela Figura 72 que as curvas de recalques dos três tassômetros possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas até por volta dos sessenta dias e posteriormente se estabilizam. Ressalta-se que o período de medição dos recalques coincide com o período de acompanhamento da convergência da seção, isto é, 104 dias e avanço de escavação de 360m.

4.7.5. Seção S17 – Classe III

A Seção S17 escavada em Classe III possui suporte consistindo na instalação de tirantes a cada 1,8m com camada de 10cm de espessura de concreto projetado com fibras somente na abóboda. Esta seção encontra-se a 40m do desemboque, em Penaforte - CE. A Tabela 12 resume os deslocamentos medidos com o avanço da frente de escavação.

A variação da convergência em função do tempo é apresentada na Figura 73. Observa-se o deslocamento em milímetros da seção analisada versus as datas de cada medição referentes aos deslocamentos a partir do avanço da frente escavada. Constata-se que o deslocamento máximo medido não chega a 1,0mm e que existe estabilização da convergência, sendo o período de medição igual a 105 dias, na ocasião a seção se encontrava a 100m do espelho do túnel.

Tabela 12 – Medidas de convergência com o avanço da escavação–Seção S17.

Datas de Medição	Deslocamento Base 1-2 (mm)	Deslocamento Base 1-3 (mm)	Deslocamento Base 2-3 (mm)
05/04/2016	0,00	0,00	0,00
06/04/2016	-0,06	-0,11	-0,06
07/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
08/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
11/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
12/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
15/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
18/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
19/04/2016	-0,06	-0,06	-0,01
20/04/2016	-0,04	-0,05	0,00
22/04/2016	-0,03	-0,05	0,00
25/04/2016	-0,03	-0,05	0,00
26/04/2016	-0,03	-0,05	0,00
27/04/2016	0,09	0,17	0,12
28/04/2016	-0,08	-0,16	-0,04
29/04/2016	0,10	0,17	0,14
06/05/2016	0,10	0,17	0,14
09/05/2016	0,10	0,17	0,14
16/05/2016	0,22	0,39	0,26
20/05/2016	0,10	0,17	0,14
23/05/2016	-0,14	-0,27	-0,10
27/05/2016	-0,08	-0,16	-0,04
01/06/2016	-0,08	-0,16	-0,04
06/06/2016	-0,07	-0,14	0,00
07/06/2016	-0,02	0,14	0,04
08/06/2016	-0,02	0,09	0,04
10/06/2016	-0,02	0,31	0,04
15/06/2016	0,22	0,74	0,28
16/06/2016	-0,02	0,31	0,04
17/06/2016	0,22	0,74	0,28
21/06/2016	0,14	0,43	0,09
22/06/2016	0,08	0,31	0,03
23/06/2016	0,14	0,42	0,08
28/06/2016	0,02	0,20	-0,04
30/06/2016	0,02	0,20	-0,04
04/07/2016	0,02	0,20	-0,04
05/07/2016	-0,04	0,09	-0,10
06/07/2016	-0,05	-0,02	-0,16
08/07/2016	0,31	0,63	0,20
14/07/2016	0,07	0,20	-0,04
18/07/2016	0,21	0,42	0,10
19/07/2016	0,03	0,09	-0,08

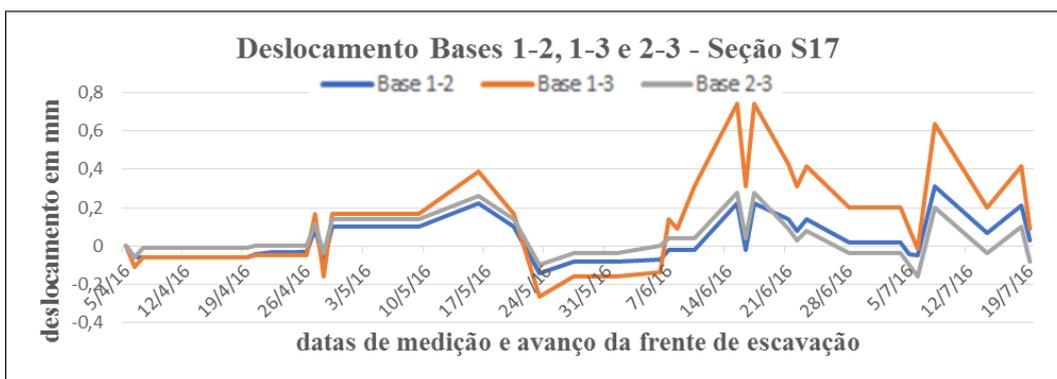


Figura 73 – Variação das medidas de convergência em função do avanço da frente de escavação – Seção S17.

Observa-se pela Figura 73 que as curvas de deslocamentos das três bases possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas e contínuas do início ao fim das medições, devido ao avanço da frente de escavação. Este comportamento é anômalo se comparado com as seções anteriormente apresentadas. Entretanto, este fato pode ser atribuído à redução dos suportes utilizados na S17, inferiores aos instalados na Seção S1 também em Classe III e nas seções S2, S3 e S6 de Classe IV. Apesar das medidas instáveis, o deslocamento máximo registrado foi de 0,78mm, muito inferior aos valores dos limites de atenção e alerta.

Os recalques medidos pelos tassômetros com o avanço da frente de escavação são reportados na Tabela 13. A Figura 74 mostra a variação dos recalques ao longo do tempo com o avanço da escavação.

Tabela 13 – Medidas de recalques com o avanço da escavação – Seção S17.

Datas de Medição	Recalque Tassômetro 1 (mm)	Recalque Tassômetro 2 (mm)	Recalque Tassômetro 3 (mm)
05/04/2016	5,00	6,00	5,00
06/04/2016	5,00	6,00	4,00
07/04/2016	5,00	6,00	5,00
11/04/2016	4,00	7,00	6,00
12/04/2016	3,00	6,00	3,00
15/04/2016	4,00	7,00	6,00
16/04/2016	5,00	8,00	6,00
18/04/2016	4,00	7,00	5,00
19/04/2016	4,00	7,00	4,00
20/04/2016	4,00	7,00	5,00
21/04/2016	5,00	7,00	6,00
22/04/2016	5,00	6,00	6,00
23/04/2016	6,00	7,00	7,00
25/04/2016	5,00	7,00	6,00
26/04/2016	5,00	7,00	6,00
28/04/2016	4,00	7,00	6,00
29/04/2016	4,00	6,00	6,00
30/04/2016	3,00	6,00	6,00
02/05/2016	6,00	6,00	6,00
03/05/2016	5,00	6,00	7,00
04/05/2016	5,00	7,00	8,00
05/05/2016	5,00	6,00	6,00
06/05/2016	5,00	6,00	7,00
10/05/2016	5,00	5,00	5,00
12/05/2016	7,00	6,00	7,00
17/05/2016	10,00	6,00	8,00
19/05/2016	5,00	6,00	6,00
21/05/2016	4,00	6,00	6,00
23/05/2016	4,00	6,00	6,00
25/05/2016	5,00	7,00	6,00
26/05/2016	5,00	8,00	6,00
27/05/2016	5,00	7,00	6,00
28/05/2016	5,00	7,00	6,00
30/05/2016	5,00	7,00	6,00
31/05/2016	5,00	6,00	6,00
01/06/2016	5,00	6,00	6,00
02/06/2016	5,00	6,00	6,00
03/06/2016	5,00	6,00	6,00
04/06/2016	5,00	7,00	6,00
06/06/2016	5,00	6,00	5,00
07/06/2016	5,00	6,00	6,00
09/06/2016	4,00	6,00	6,00
10/06/2016	4,00	5,00	5,00
13/06/2016	4,00	5,00	6,00
14/06/2016	4,00	5,00	6,00
15/06/2016	4,00	5,00	6,00
16/06/2016	5,00	8,00	6,00
17/06/2016	5,00	6,00	6,00
20/06/2016	4,00	6,00	6,00
21/06/2016	4,00	7,00	6,00
22/06/2016	5,00	7,00	5,00
23/06/2016	5,00	7,00	6,00
28/06/2016	5,00	6,00	7,00
29/06/2016	5,00	7,00	6,00
01/07/2016	5,00	5,00	6,00
02/07/2016	5,00	7,00	6,00
04/07/2016	5,00	6,00	5,00
05/07/2016	4,00	5,00	6,00
06/07/2016	5,00	5,00	6,00
08/07/2016	4,00	6,00	6,00
11/07/2016	4,00	5,00	5,00
13/07/2016	5,00	6,00	5,00
15/07/2016	4,00	5,00	7,00
18/07/2016	5,00	7,00	6,00
19/07/2016	3,00	7,00	5,00

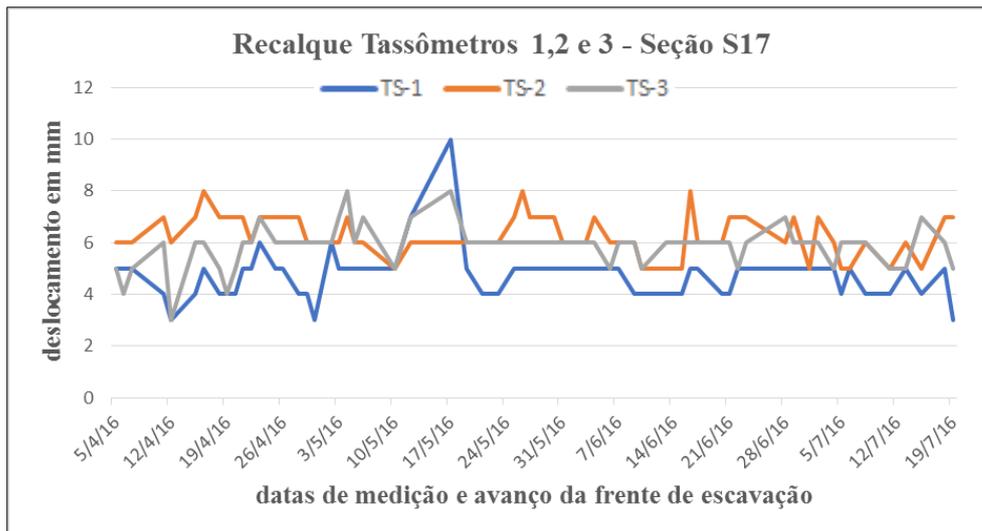


Figura 74 – Variação dos recalques em função do avanço da frente de escavação – Seção S17.

Observa-se da Figura 74 que as curvas de recalques dos três tassômetros possuem comportamentos muito semelhantes. Elas sofrem perturbações sucessivas e continuadas durante todo o período de monitoramento. Ressalta-se que o período de medição dos recalques coincide com o período de acompanhamento da convergência da seção, isto é, 105 dias e avanço de escavação de 100m.

4.8. Comparação entre as Medidas de Convergência e de Recalque

As medidas de convergência e recalque foram comparadas entre si em todas as seções selecionadas para o estudo. Foram analisadas as curvas de deslocamentos (eixo das ordenadas) em função do tempo de monitoramento e progresso das frentes de escavação em cada seção (eixo das abscissas). As regiões destacadas em vermelho delimitam partes das curvas onde existem períodos de oscilação e estabilidade no decorrer do tempo.

A Figura 75, Figura 76, Figura 77, Figura 78 e Figura 79 apresentam a comparação entre as curvas de convergência e recalque das Seções S1, S2, S3, S6 e S17, respectivamente. Em todas as seções analisadas com exceção da Seção 17, os períodos de distúrbios dos deslocamentos correspondem às etapas das quais a frente de escavação encontra-se próxima da seção. Já as porções com tendência de

estabilização demonstram que a frente de escavação se distanciou da seção, bem como a execução dos suportes exigidos, os quais foram instalados, prioritariamente, logo após a escavação da seção. A distância média das seções à frente de escavação, em que os deslocamentos se estabilizaram é de cerca de 180 metros.

Na Seção S17 não se observa períodos prolongados de estabilização das curvas, entretanto, verifica-se a sensibilidade e sincronização de tassômetros e pinos de convergência, conforme Figura 79.

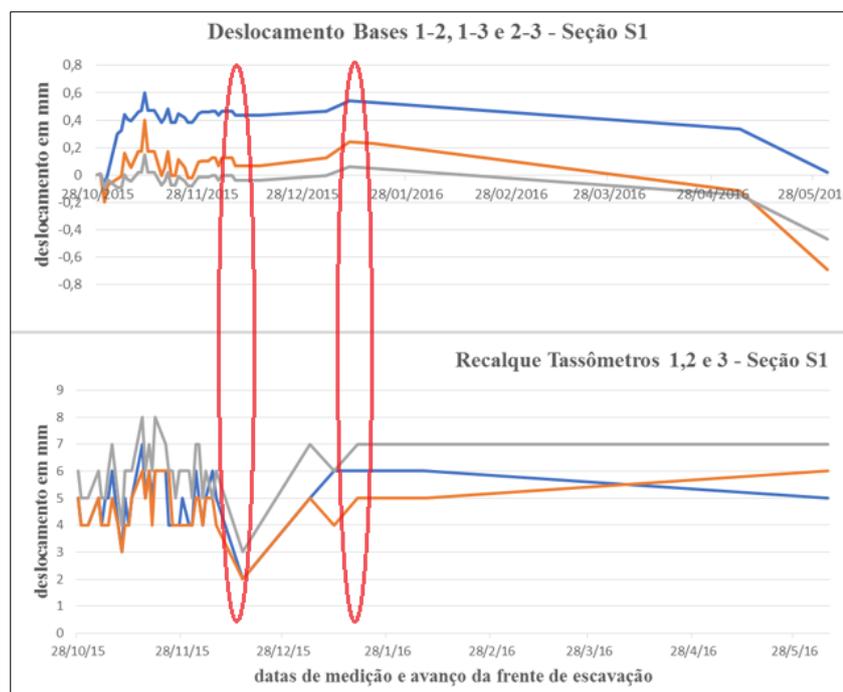


Figura 75 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S1.

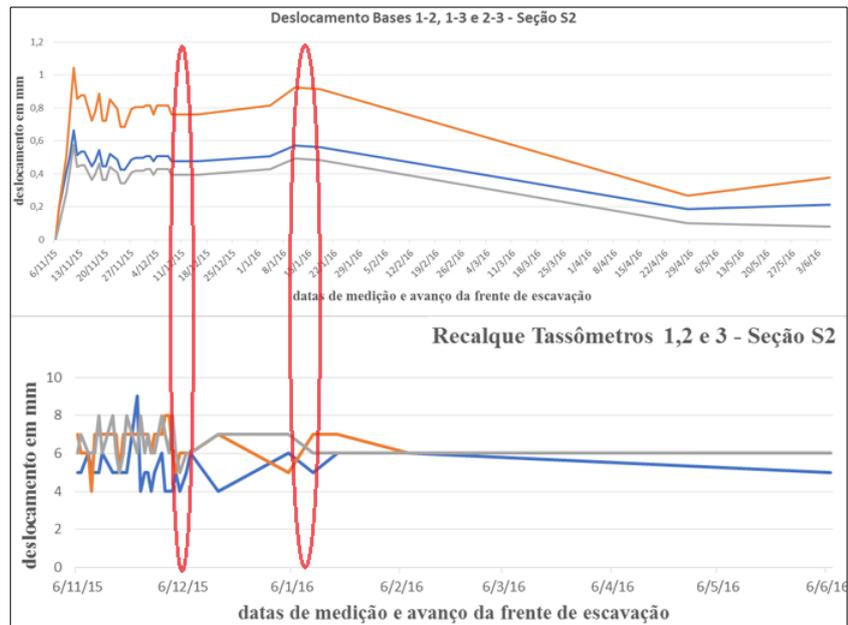


Figura 76 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S2.

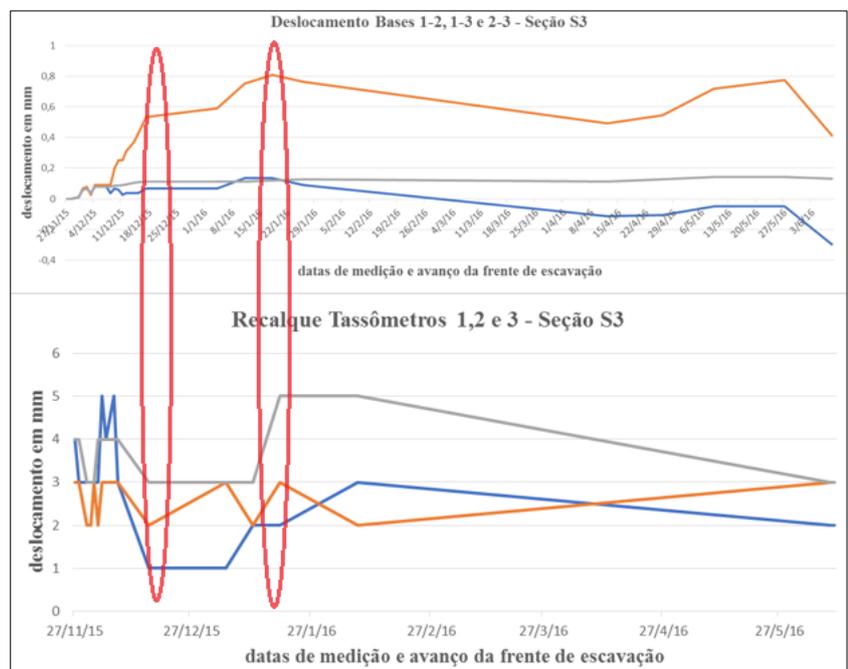


Figura 77 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S3.



Figura 78 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S6.

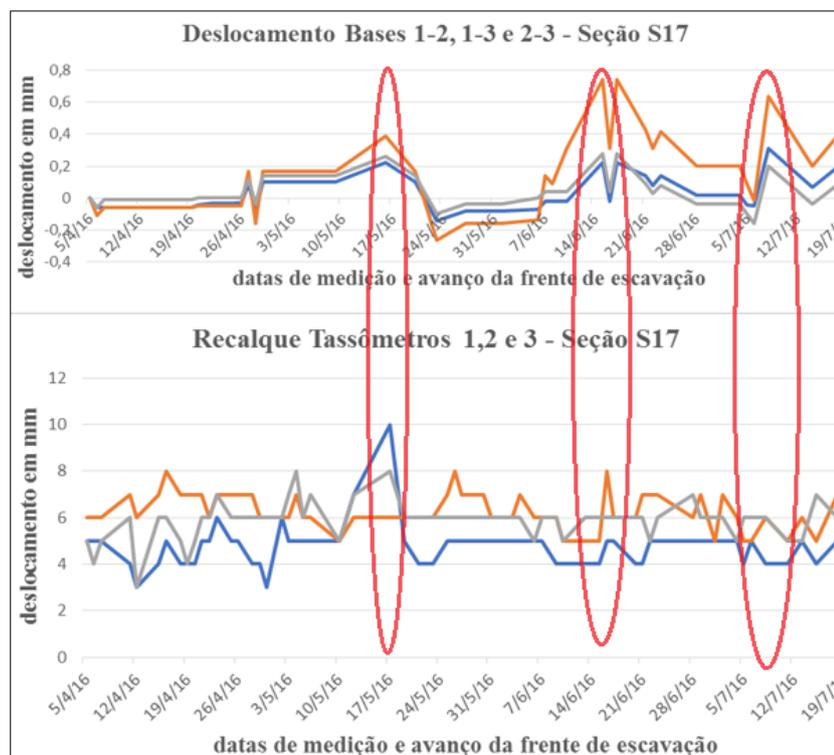


Figura 79 – Comparação entre medidas de convergência e recalque no tempo – Seção S17.

Kontogianni et al. (1999) explicam sobre seções que se estabilizam temporariamente, seguindo uma curva típica de estabilização. Todavia, algum tempo depois (dias ou meses), tais seções voltam a se deslocar em tendência de elevação para então se estabilizarem em níveis maiores, podendo assim ocasionar a instabilidade da obra.

As curvas de deslocamento pelo tempo das Seções S1, S2, S3 e S6 apresentaram tendência de estabilização em valores inferiores a 1,2mm. Além disto, o prazo para a estabilização das curvas foi entre 60 e 80 dias.

Entretanto, para a Seção 17 não foi possível verificar a tendência de estabilização das curvas, apesar da reduzida magnitude dos deslocamentos.

Os períodos de medição das seções estudadas foram entre 104 e 217 dias, com avanços da frente de escavação de até 580m à frente do local monitorado.

Destaca-se que em nenhuma das seções (S1, S2, S3, S6 e S17) foi observado o atingimento dos limites de atenção e/ou alerta, sendo que os deslocamentos de convergência de no máximo 1,2mm e recalques de, no máximo, 10mm.

A instrumentação interna (pinos de convergência) e externa (tassômetros) do túnel cumpriu papel fundamental na tomada de decisões de obra, como por exemplo a confirmação do tipo de suporte a ser utilizado, a quantidade de explosivos do plano de fogo, a profundidade de avanço do espelho do túnel e até mesmo o tempo correto para aplicação dos elementos de suporte. Todas estas medidas de gestão estão intimamente interligadas as classes dos maciços e estruturas geológicas encontradas nas frentes de escavação. Vale ressaltar que os marcos superficiais, por apresentarem deslocamentos inexpressivos, não fizeram parte das análises desta pesquisa.

Todavia, sem o auxílio das instrumentações internas e externas o sucesso da execução do túnel, sem maiores problemas, seria praticamente inviável.

As instrumentações auxiliaram na confirmação do período de estabilização das medidas de convergência da escavação, a qual, na literatura é indicada após 60 dias, e que no Túnel Milagres ocorreu entre 60 e 80 dias.

Outra constatação observada nas instrumentações do Túnel Milagres foi o sincronismo e sensibilidade entre a instrumentação interna e externa, corroborado pela comparação dos gráficos de convergência e recalque pelo tempo.

Cumprir destacar que os equipamentos utilizados para a medição dos deslocamentos, conforme Relatório de Aferição, foram: i) pinos de convergência:

medidor de convergência com sensibilidade de 0,01mm, modelo JSS-30 A; ii) tassômetros: nível topográfico modelo GEODETIC DSZ2 com sensibilidade de até 0,5mm.

A seção analisada onde foi utilizado revestimento menos conservador (S17) em relação as outras seções estudadas (S1, S2, S3 e S6), apresentou maiores oscilações das curvas convergência e recalque pelo tempo.

Como esperado os maiores valores de deslocamento, tanto de convergência, quanto de recalque, foram verificados nos maciços menos competentes da escavação.

Evidenciou-se que à medida que as escavações se afastam das seções estudadas e adicionalmente são instalados os suportes requeridos percebe-se o reequilíbrio de tensões do maciço, sabendo-se que os deslocamentos tenderam à estabilização.

Mesmo com a estabilização dos deslocamentos do intradorso do túnel, na fase de construção, não devemos negligenciar o monitoramento do empreendimento na fase de operação. Uma vez que, com a abertura da cavidade são criadas zonas de plastificação nos maciços sobre adjacentes que podem ser ativadas algum tempo depois do término da obra, por fatores “gatilho” como presença de água no maciço, sismo, entre outras, ocorrendo movimentações indesejadas, o que poderá ensejar na instalação de suportes adicionais.

5 Conclusões e Recomendações

5.1. Conclusões

A abordagem disposta nesta pesquisa permite a verificação de vínculos importantes entre as instrumentações internas e externas do Túnel Milagres.

Com relação às medidas de convergência obtidas durante a escavação do túnel pode-se concluir que:

1. Para cinco das seis seções analisadas ocorreu a estabilização das curvas de deslocamentos pelo tempo após transcorridos no máximo oitenta dias do início do monitoramento da seção;
2. Os deslocamentos nos pinos de convergência ocorreram, conforme o esperado, enquanto a frente de escavação encontrava-se nas proximidades da seção analisada;
3. Após o distanciamento da frente de escavação e instalação dos suportes exigidos as curvas de deslocamento pelo tempo assumiram tendência de estabilização em valores menores que os máximos atingidos;
4. As maiores medidas de convergência ocorreram, conforme era esperado, nos maciços menos competentes, representados pela Classe IV;
5. Em nenhum momento as medições de convergência ameaçaram os limites de atenção e/ou alerta estabelecidos em projeto;
6. As seções S1, S2, S3 e S6 têm o mesmo tipo de suporte, Categoria 6 com tirantes espaçados de 1,5m e camada de 15cm de concreto projetado com fibras de aço nas paredes e abóboda. A Seção S17 tem suporte de Categoria 5 (menos conservador) com tirantes a cada 1,8m e camada de 10cm de espessura de concreto projetado com fibras somente na abóboda. A diferença de suporte deve provavelmente ter influenciado a não estabilização das curvas da Seção S17;

7. Pode-se atribuir os pequenos valores de medidas de convergência à pronta aplicação dos suportes exigidos, bem como, a sua eficiência em mobilizar a auto sustentação do maciço;
8. Os prazos de medição da convergência e a distância do espelho do túnel à seção monitorada revelaram-se mais que suficientes para atestar a estabilidade da obra.

Com relação às medidas de recalque do túnel conclui-se que:

1. De forma análoga às curvas de convergências, as curvas de recalque ao longo do tempo atingem estabilização em, no máximo, oitenta dias;
2. Os recalques maiores ocorreram nos períodos onde a frente de escavação do túnel ainda se encontrava próxima à seção estudada;
3. Com o distanciamento das escavações e com a aplicação dos suportes, as curvas de recalque pelo tempo tenderam a se estabilizar em níveis menores que os máximos atingidos para as seções S1, S2, S3, e S6, com exceção da Seção S17, provavelmente pelo tipo de suporte desta seção e inferior ao das outras;
4. Os maiores valores de recalque foram observados nas seções situadas nos maciços de pior competência, ou seja, para o caso em estudo maciço de Classe IV;
5. A estabilização dos recalques pode ser atribuída à pronta instalação dos suportes e sua eficiência em mobilizar a auto sustentação do do maciço sobre adjacente;
6. O prazo de monitoramento dos recalques também se revelou adequado para a verificação da estabilidade das escavações.

Considerando-se a comparação entre os gráficos de medidas de convergência e recalque versus o tempo de verificação, observa-se que:

1. As medidas tanto de convergência quanto de recalque estão vinculadas, representando o comportamento do maciço em função do avanço das frentes de escavação, isto é, as tendências de perturbação e estabilidade em ambas as curvas coincidem em localização e tempo;

2. As análises confirmam o sincronismo e redundância das instrumentações internas e externas.

5.2. Recomendações para Pesquisas Futuras

A comunidade geotécnica, bem como os executores de obras de túneis podem continuar a promover estudos voltados a correlacionar as medidas das instrumentações internas com as externas. Isto é, utilizarem dados de medições de convergência e recalque de outras obras, com outras tipologias de túnel, de maciços rochosos e métodos de escavação para confirmar a estrita relação entre as convergências e recalques no transcurso do tempo e distanciamento da frete de escavação.

Recomenda-se a realização de estudos com monitoramentos convergência e recalque por períodos de tempo maiores e assim observar o comportamento dos túneis inclusive após sua entrada em operação. Isto representa uma ferramenta importante para verificar se os suportes instalados continuam com sua competência inicial.

6 Referências Bibliográficas

ABREU, S.W. (2013). **Análise do Comportamento Geomecânico de túnel Escavado em Rochas Carbonáticas**. Dissertação de Mestrado, COPPE – UFRJ.

BARTON, N.; GRIMSTAD, E.; AAS, G.; OPSAHL, O.; BAKKEN, A.; PEDERSEN, L. AND JOHANSEN, E.D. (1992). **Norwegian method of tunnelling**. World Tunnelling. [S.l.]: The Mining Journal, pp. 231-2,235-8.

BARTON, N.R.; LIEN, R.; LUNDE, J. (1974). **Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics and Rock Engineering**, 6(4), pp. 189-239.

BARTON, N.R. (1974) **A review of the shear strength of filled discontinuities in rock**.NGI Publ. No. 105: Norwegian Geotech. Institute, Oslo.

BIENIAWSKI, Z.T. (1976) **Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for rock engineering**, Symp., (ed. Z.T. Bieniawski), Cape Town, Balkema, pp. 1, pp. 97-106.

BIENIAWSKI, Z.T. (1989) **Engineering rock mass classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering**, New York, John Wiley & Sons, 272p.

CAMPOSINHOS, R.P. (2008), **Acompanhamento e Controlo de Tuneladoras EPB Caso de Obra: Metro de Turim - Lote 2, Portugal**, 19p.

CPE TECNOLOGIA (2020). **Nível optico Geodetic modelo DSZ2**. <https://www.cpetecnologia.com.br/produto/631/dsz2>

CPTM (2019) **Tatusões em compasso de espera no Brasil**. <https://www.metrocptm.com.br/tatuzoes-em-compasso-de-espera-no-brasil/>

EISENSTEIN, Z.; HEINZ, H. (1991), **Large cross section tunnels in soft ground**. De Mello Volume; A tribute to professor Victor F. B. de Mello, in honor of his contribution to the development of geotechnical engineering in Latin America, São Paulo, pp. 129-138.

FOÁ, S.B. (2005). **Análise dos recalques de fundações e seus danos em edifícios devido a escavações subterrâneas**. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, 308p.

FRANÇA, P.T. (2006). **Estudo do Comportamento de Túneis. Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 185p.

FURUKAWA. **Drill Jumbo product guide**. Furukawa Rock Drill CO. LTD, Tokyo, Japan, 10p.

GOOGLE EARTH PRO (2018). **Imagem do Povoado de Montevideu, Salgueiro (PE)**. <https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>

GONÇALVES, I.P. (2013) **Análise das Medidas de convergência de túnel escavado em Granito-Gnaise**. Dissertação de Mestrado, COPPE – UFRJ, 92p.

GRIMSTAD, E.; BARTON, N. (1993). **Updating the Q-System for NMT. Proc. int. symp. onsprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes, Oslo: Norwegian Concrete Assn, pp.46-66.**

HOEK, E.; KAISER, P.K.; BAWDEN, W.F. (1993). **Support of Underground Excavation in Hard Rock**. Rotterdam, Balkema, 225p.

IBAMA (2005). Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Renováveis, **Licença Prévia nº 200/2005**, 04p.

IBGE (2010). Instituto Brasileiro de Geografia Estatística. **Censo 2010** <https://censo2010.ibge.gov.br>

KOLYMBAS, D. (2005). **Tunelling and Tunnel Mechanics. A Rational Approach to Tunelling**. Editora Springer, 437p.

KONTOGIANNI, V.; TESSERIS, D.; STIROS S. (1999). **Efficiency of geodetic data to control tunnel deformation**. 9th International Symposium on Deformation Measurements, Olsztyn, Poland, pp. 206-214.

KONTOGIANNI, V.; STIROS, S. (2003). **Tunnel Monitoring during the excavation phase: 3D Kinematic Analysis based on geodetic data**. 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, pp. 397-402.

LAUFFER, H. (1958). **Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau**. Geol. Bauwesen 24(1), p.p. 46-51.

LUNARDI, P. (2000). **The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils**. Tunnel and Tunelling International.

LUNARDI, P. (2008). **Design and Construction of Tunnels. Analysis and controlled deformation in rocks and soils**, 576p.

LUO, Y.; CHEN, J.; XI, W.; ZHAO, P.; QIAO, X.; DENG, X.; LIU, Q. (2016). **Analysis of tunnel displacement accuracy whith total station**. School of Highway, Chang'an University, 09p.

MAZO, C. O (1998). **El Nuevo Método Austriaco y su filosofía real**. In: AL., C. L. J. E. Ingeo Túneles. 1ª. ed. Madrid: Entorno Grafico, S. L., v. 1, Cap. 5, pp. 169-214.

MDR (2019). Ministério do Desenvolvimento Regional. **Relatório Final de Acompanhamento Técnico das Obras do Túnel Milagres, Volume VII, RT e RETN**, 339p.

MDR (2020). Ministério do Desenvolvimento Regional. **Transposições pelo Mundo**. <https://www.cidades.gov.br/seguranca-hidrica/projeto-rio-sao-francisco/o-que-e-o-projeto/transposicoes-pelo-mundo>

MI (2015). Ministério da Integração Nacional. **Plano de fogo nº PF-ESTNM-004-2015, Programação de Desmonte de Rocha**, 05p.

MOREIRA, C. M. da C. (2006). **Túneis: uma herança ancestral rumo ao futuro**. A obra nasce: revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa. Porto, Portugal, n. 3, pp. 92-115.

MÜLLER, L.; FECKER, E.; REIK, G.(1991). **Philosophy and basic principles of the 'New Austrian Tunnelling Method'**. De Mello Volume, A tribute to professor Victor F. B. de Mello, in honor of his contribution to the development of geotechnical engineering in Latin America, São Paulo, p.p. 359-372.

PISF (2008 a 2018). Projeto de Integração do São Francisco. **Relatório Fotográfico Periódico das Obras dos Trechos**. Ministério da Integração Nacional, 200p.

RELATÓRIO DE AFERIÇÃO (2014). **Medidor de Convergência, modelo JSS-30 A, com sensibilidade de 0,01 mm, número de série 687**. Micro Sensores Industrial – MSI, 01p.

RIMA (2004). **Relatório de Impacto Ambiental do Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentional**. Ministério da Integração Nacional. 137p.

SAUER, G; MERGELSBERG, Walter A. (2004) **Tunneling... and beyond**. Dr. G. Sauer Corp., Herndon, EUA.

SENADO FEDERAL (2017). Transposição do Rio São Francisco. <https://www12.senado.leg.br/noticias/materias/2017/06/05/senado-do-imperio-estudou-transposicao-do-rio-sao-francisco>

SILVA, CARLOS, A. R. (2007). **Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do Metrô de Goiânia**. Dissertacao de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 227p.

SIMEONI, L.; ZANEI, L. (2009). **A method for estimating the accuracy of tunnel convergence measurements using tape distometers**. International Journal of Rock Mechanics and Minning Science, v. 46, pp. 796-802.

SINGH, B.; GOEL, R.K. (2006). **Tunnelling in Weak Rocks**, Elsevier Geo-Engineering Book Series, VOLUME 5, 489p.

SINHA, R.S. (1989) **Undergrounding Structures – Design and Instrumentation**, Editora Elsevier, 480p.

TALOBRE, J. (1957) **La statique du boulon d'ancrage dans les travaux au rocher**. Construction, p.p. 439–445.

TERZAGHI, K. (1946) **Rock defects and loads on tunnel supports. In Rock tunneling with steel supports**, (eds R. V. Proctor and T. L. White) Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company. 1, pp. 17-99.

USACE (1997) **Tunnels and Shafts in Rock - Engineering and Design**, U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Manual.

VAN BAARS, S., VRIJLING, J. K. (2005). **Geotechnical Applications and Conditions of the Observational Method**, p. 3.

WITTKER, W. (2002). **New Austrian Tunneling Method (NATM) Stability Analysis and Design, Geotechnical Engineering in Research and Practice**, WBI-PRINT 5.