

ANAIS DO 6º CBT LAT 2025

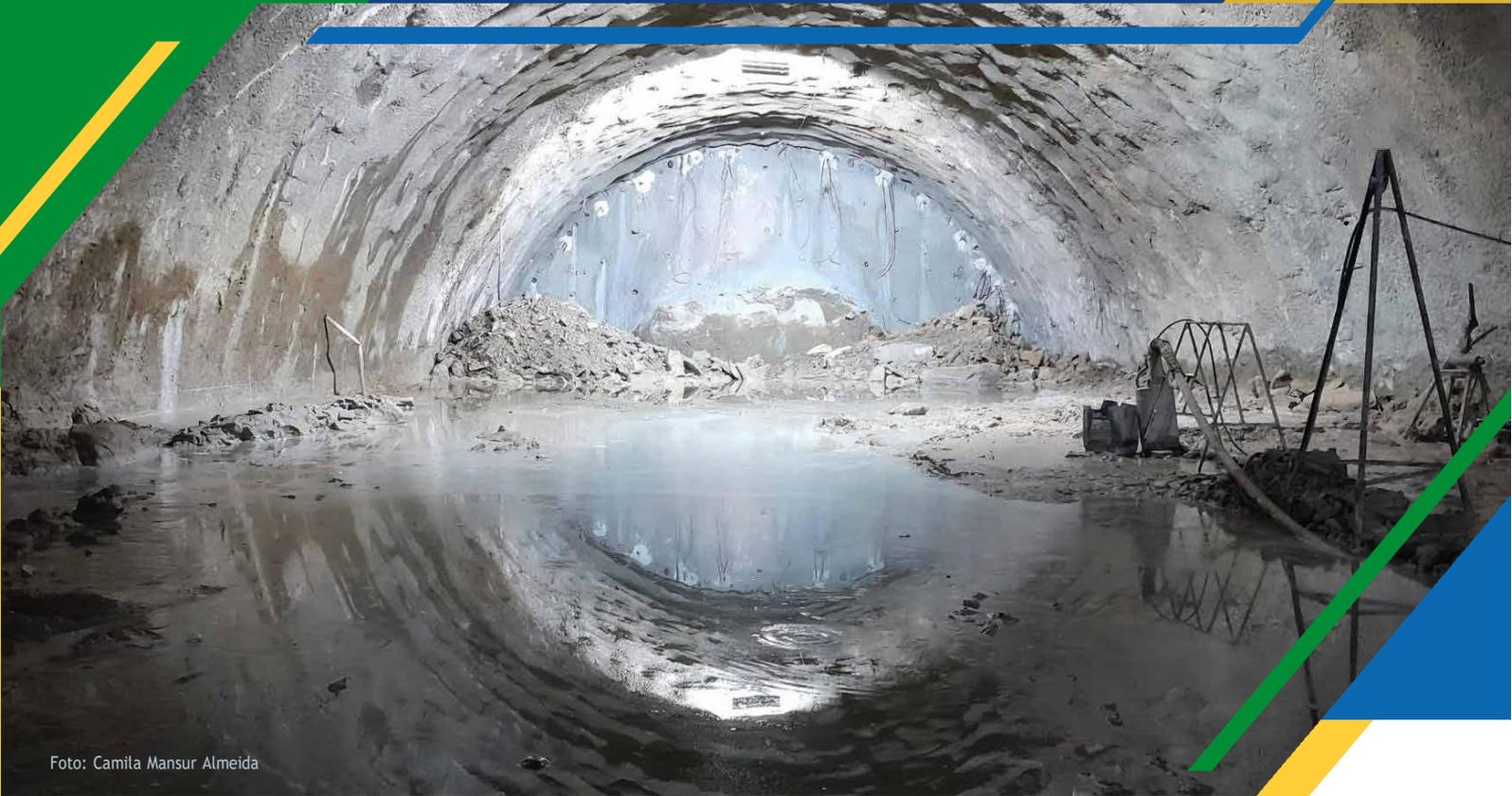


Foto: Camila Mansur Almeida



**6º CONGRESSO BRASILEIRO
DE TÚNEIS E ESTRUTURAS
SUBTERRÂNEAS**
**SEMINÁRIO INTERNACIONAL
"LATIN AMERICAN TUNNELLING
SEMINAR - LAT 2025"**

10 a 12 de março de 2025

São Paulo-SP

*Desenvolvimento e Sustentabilidade por meio
de Túneis e Estruturas Subterrâneas*

Prezados Congressistas,

Em nome do Comitê Brasileiro de Túneis e Espaços Subterrâneos (CBT), expressamos nossa profunda gratidão pela participação no 6º Congresso Brasileiro de Túneis / LAT 2025. O sucesso deste evento reflete o compromisso e a dedicação de cada um de vocês em promover o avanço da engenharia de túneis e infraestrutura subterrânea em nosso país.

Os túneis desempenham um papel fundamental como solução sustentável e geotecnicamente resiliente para os desafios urbanos e logísticos. Sua capacidade de otimizar espaços nas grandes cidades, reduzir impactos ambientais e garantir maior eficiência no transporte e saneamento os coloca como uma alternativa indispensável para o desenvolvimento sustentável do Brasil.

Estamos vivendo um momento de grande crescimento nas obras de infraestrutura subterrânea, com a ampliação de redes metroviárias, ferroviárias e de saneamento, além da introdução de túneis imersos, como os emblemáticos projetos Santos-Guarujá e o Túnel de Itajaí. Essas iniciativas demonstram o potencial do setor e a confiança na engenharia nacional para viabilizar soluções inovadoras.

Diante dos desafios enfrentados pelas grandes cidades, a construção de piscinões, túneis de drenagem e transposição de bacias surge como uma necessidade urgente para mitigar os impactos das enchentes. A engenharia de túneis tem um papel crucial nesse cenário, oferecendo alternativas eficazes e duradouras para a adaptação urbana às mudanças climáticas e ao crescimento populacional.

Reafirmamos também a importância do desenvolvimento das novas gerações de tuneleiros, que herdaram um legado de excelência construído ao longo de décadas e reconhecido mundialmente. Para garantir a continuidade desse sucesso, é essencial investir na formação e qualificação de profissionais que levarão a engenharia de túneis a novos patamares.

Por fim, não podemos deixar de enfatizar a urgência em manter e aprimorar nossa infraestrutura como um todo. O Brasil, a oitava maior economia mundial, não pode continuar figurando em posições inferiores no Ranking Global de Competitividade do World Economic Forum. A melhoria da infraestrutura é um passo essencial para garantir a competitividade do país e proporcionar qualidade de vida à população.

Agradecemos imensamente a presença e contribuição de todos neste congresso e seguimos juntos no compromisso de fortalecer o setor de túneis e infraestrutura subterrânea no Brasil. Contamos com vocês para continuar avançando!

Atenciosamente,

Comitê Brasileiro de Túneis e Espaços Subterrâneos (CBT)

O 6º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas (6º. CBT), realizado em São Paulo (SP) em março de 2021, foi cuidadosamente pensado desde sua concepção até sua realização final, para promover a integração de toda a comunidade tuneleira (academia, projetistas, empreiteiros, prestadores de serviços especiais, proprietários etc.) do Brasil e de outros países, em particular os latino-americanos, por meio do Latin American Tunnelling (LAT 2021), já parte tradicional de nosso congresso. Nesta edição, teremos, uma vez mais, a participação de renomados conferencistas internacionais, membros do Conselho Executivo da ITA (International Tunnelling and Underground Space Association), que escolheram São Paulo para realizar suas reuniões e prestigiar o 6º. CBT.

Todo esse esforço foi recompensado imensamente pela expressiva submissão de resumos, que se consolidaram em setenta artigos técnicos submetidos, avaliados e publicados nos anais do evento. Essas valiosas contribuições técnicas dos profissionais que atuam na área de túneis e estruturas subterrâneas são o resultado do estado-da-prática e da arte de nossa comunidade tuneleira, com artigos distribuídos nos diversos temas prescritos pela comissão técnico-científica do 6º.CBT, a quem dirijo os nossos profundos agradecimentos.

Trata-se de um conjunto de artigos que relatam pesquisas acadêmicas, experiências de práticas importantes e descrevem a implantação de projetos de grande envergadura na área de engenharia de túneis. Da teoria à prática, os artigos demonstram o excepcional conhecimento dos profissionais que atuam nessa área. Nosso agradecimento maior aos autores destes trabalhos, pois formam a essência de um congresso, que por meio de suas capacidades, competências, experiências e gentileza, disseminam conhecimento aos demais colegas e estabelecem um legado aos profissionais mais jovens.

A seleção e validação desses artigos ficaram a cargo de um corpo de profissionais de alto gabarito que soube interagir com os autores de forma a ressaltar os pontos notáveis de suas vivências, que também merece destacar nosso agradecimento a estes revisores que dedicam seu tempo para a qualidade das comunicações técnicas de nosso congresso.

Em nome da Comissão Organizadora do 6º CBT 2021 oferecemos esta coletânea de artigos à comunidade técnica na esperança de termos reunido um grupo de artigos capazes de despertar o interesse de quem está iniciando no campo de escavações subterrâneas e daqueles já considerados especialistas na área.

A missão maior de uma associação profissional, como o CBT, é reunir conhecimento e experiências, e disseminá-los por meio de cursos e congressos. Assim, o 6º. CBT, com seus dois cursos ofertados, palestras, plenárias e mesas redondas de apresentação e discussão de assuntos técnico-científicos, e visitas técnicas a obras, cumpre plenamente com estes nobres objetivos e convida a toda comunidade tuneleira para desfrutar, discutir e agregar todo esse conhecimento e experiências ofertados.

André Pacheco de Assis

6º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas (6º CBT)



BIM, Big Data e Digital Twin

- 09** [Implementação e desenvolvimento da metodologia BIM no projeto e construção do túnel de via da Linha 6 do Metrô de São Paulo](#)
Pedro Rey Anton
- 19** [Previsão da convergência em túneis ferroviários da região norte utilizando técnicas de aprendizado de máquina](#)
Leonardo Rossi Dourado; Dianelys Vega Ruiz; Tiago Borges da Silva; Marcos Massao Futai
- 26** [Modelagem geológico-geotécnica da Estação São Joaquim, Metro de São Paulo](#)
Roberto Delphim Pereira da Costa Hammerle; Julio Yasbek Reia; João Paulo Monticelli; Eugenio Pabst Vieira da Cunha; Lorenzo Pabst Vieira da Cunha; Marcelo Denser Monteiro; Hugo Cássio Rocha
- 32** [Digitalization of Discrete Fracture Networks in Rock Tunnels for Intersection Analysis Using Parametric Modeling](#)
Lucas Bellini Machado; Pedro Pazzoto Cacciari; Gabriel Galdino de Magalhães; Bernardo Lopes Poncetti; Marcos Massao Futai
- 38** [Avanços do Uso da Transformação Digital em Inspeção, Manutenção, Monitoramento e Simulação Computacional na Gestão de Túneis](#)
Dianelys Vega Ruiz; Marcos Massao Futai; Bernardo Lopes Poncetti; Leandro Silva de Assis; Lucas Bellini Machado; Silvia Suzuki; Vitor O.S. Vizini; Tiago Borges da Silva

Inovação e Sustentabilidade em Minas Subterrâneas

- 48** [Boxhole Boring Machine \(BBM\) and Boxhole Back Reaming \(BBR\) Rapid and safe excavation of slots and shafts](#)
Michael Weinhold; Edson Peev

Inovações, robótica e automação

- 56** [A Plataforma OPC-UA na conectividade entre TI e TA](#)
Salim Jorge Nabbout
- 64** [Metodologia construtiva de sistemas de controle e automação de máquinas tuneladoras e periféricos](#)
Rodrigo da Silva Rodrigues; Paulo Henrique de Souza Gines

Instrumentação / monitoração (túneis em construção e operação)

- 79** [Optimização da instrumentação automatizada em escavações de túneis urbanos](#)
Carlos A Peña Chueca; Jose Maria Creus Fernandez; Roberto Collado Bermejo; David Fernandez Mendi
- 90** [Automação no Acompanhamento Técnico de Obras: Vantagens e aplicações utilizando dados de instrumentação geotécnica](#)
Saulo Gobbo Menezes; Eduardo Augusto Fechio
- 100** [Avaliação de um sistema de instrumentação automatizada para obras subterrâneas](#)
Paulo Ivo Braga de Queiroz; Lucas Deroide do Nascimento; Ana Cristina Akinaga Hatori; José Antonio Gonçalves
- 106** [Cálculo de curva de recalques superficial longitudinal como ferramenta para acompanhamento e controle de escavação de túneis NATM e túneis TBM em ambientes urbanos](#)
Raul Rojas Saldívar
- 115** [Monitoramento automatizado de deslocamentos em túnel do metrô de São Paulo](#)



DENIS KENHITI SUZUKI; Ricardo José Mirisola Rodrigues; André Silva; Clemerson Pereira Silva

123 [Implementação de Monitoramento Geotécnico Automatizado com Distanciômetros a Laser nos Túneis do Mineroduto do Sistema Minas-Rio](#)

Rodrigo Brum Teodorico; Jairo Henrique da Silva; Leonardo Leopoldo Gomes; Alexandre Assunção Gontijo; Leandro Roque da Fonseca; João Paulo Godoi da Silva

Investigações e Modelos Geológico-Geotécnicos

129 [Use of 3D geological modelling for better assessment of tunnel design](#)
Eloy Carrillo; Willian Carreira; Jetulio Silva; Livia Cardoso; Gustavo Silva; Victor Rattia

135 [PROJETO CONCEITUAL – METRÔ L3 RJ - TRECHO CARIOCA 2 – BARRETO – ESTUDO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO](#)

NEWTON DOS SANTOS CARVALHO;

145 [Recalques em edificação provenientes de túnel escavado em posição variável](#)

Isabel Motta Carvalho; Jônatan Manuel de Castro; Raquel Mariano Linhares; Diego Arthur Hartmann

153 [Considerações sobre Investigações para o Desenvolvimento de Projeto de Túneis](#)

JOSE CARLOS PARANHOS SOUZA DE CASTRO; Jean Pierre Ciriades; Werner Bilfinger; Luiz Alberto Minicucci

162 [Geotechnical Solutions for Linear Infrastructure Projects: Success stories of establish BIM workflow for new German high-speed railway line by Prof. Quick und Kollegen](#)

Ignacio Escudero

168 [Condicionantes geológico-geotécnicos no Projeto Básico da Linha 19-Celeste do Metrô de São Paulo – Um novo patamar de conhecimento](#)

Marcelo Denser Monteiro; Hugo Cássio Rocha; Barbara Greicy Asevedo Passos da Cunha; Guilherme Braidato Robbe; Audrey Gregori Melchert de Almeida; Anderson de Melo Martins; Karina Gonçalves de Oliveira; Fernando Pessoto Hirata

179 [Emprego da sondagem direcional com núcleo na investigação geotécnica e geológica para túneis](#)

ERLES LUIZ DE OLIVEIRA; Rune Lindhjem; Chris Tai

188 [Particularidades na caracterização geológico-geotécnica e definição do modelo para escavação com TBMs fechadas](#)

Daniela Garroux Oliveira;

198 [Modelagem numérica aplicada à escavação de túneis NATM em maciços rochosos cristalinos estruturalmente complexos](#)

Felipe Schaefer Santos; Ginaldo Ademar da Cruz Campanha

Materiais - concreto (projetado, moldado), tratamentos, etc.

214 [6o CBT - Jet Grouting – Desvios Durante Perfurações em Maciços Terrosos. Considerações, Avaliações e Medidas Compensativas em Malhas Hexagonais](#)

Jose Ricardo Lopes

222 [Jet Grouting - Um desenvolvimento Teórico](#)

Jose Ricardo Lopes; José Ricardo Lopes

228 [TBM thrust estimation for a sustainable precast concrete segmental lining design](#)

Rodolfo Silva de Oliveira; Félix Dominguez; Sara Bech; Gerardo González; Nicola Della Valle



Microtúneis / HDD

- 241** [Abordagem tribológica na análise do desgaste dos discos de corte em microtuneladora](#)
Juan Manuel Hernandez Otalvaro; Gabriela Reis Piazzetta; Giuseppe Pintaúde
- 252** [Trenchless shore approaches: the role of pipe jacking and Direct Pipe® for pipeline landfalls and water intakes](#)
Edson Peev; Peter Schmäh

Operação e Manutenção de estruturas subterrâneas

- 259** [Proposta para a administração de redes subterrâneas - sistema integrado de gestão de infraestruturas \(SIGI\)](#)
ROBERTO DE JESUS EMANOEL CUNHA; Wilson Shoji Iyomasa; Cosme Luis de Souza

Poços e Valas

- 268** [Análise e dimensionamento de poço elíptico: comparação entre abordagem axissimétrica e 3D](#)
Jullia Werner; Jullia Werner; Gabriela Reis Piazzetta; Paloma Cortizo; Pedro França

Práticas contratuais, seguros, e gestão de projetos

- 277** [O uso de sistema de custos referenciais na contratação de obras públicas subterrâneas](#)
Eloi Angelo Palma Filho

Segurança, risco, operação de estruturas subterrâneas

- 284** [Gerenciamento de projetos e tomada de decisões em obras infraestrutura na cidade de São Paulo](#)
Lucas da Silva Atanasio; Rodolfo Silva de Oliveira; Fernanda Maria Pinto Freitas Ramos Ferreira; Jose Antonio Schiavon
- 303** [A methodology of risk management to urban tunnels and its application to a subway project](#)
Jorge Esteban Alarcón Guerrero; André Pacheco de Assis
- 314** [Increased Dam Safety by Combined Mechanized Tunnelling and Drilling Campaigns](#)
Edson Peev; Wolfgang Dolsak; Marcus Lübbers
- 321** [Aplicação da Metodologia HIRA \(Identificação de Perigos e Análise de Riscos\) para um Túnel Ferroviário](#)
Henrique de Andrade Penido;
- 330** [Gestão de Riscos em Megaprojetos de Infraestrutura: Abordagem Prática](#)
Emílio Símon Póvoa; Renan Castigliari Souza; Daniel Bugno Pires Luz Xavier De Oliveira; Gabrielly Farias de Barros; Lucio Souza Pereira Matteucci
- 336** [Obras subterrâneas: necessidades e oportunidades de alterações das soluções do projeto executivo](#)
Hugo Cassio Rocha

Sustentabilidade de soluções em Túneis e Obras Subterrâneas

- 344** [Programa de drenagem urbana com uso de tunnel liner no Distrito Federal](#)
ADRIANA CUOCO PORTUGAL
- 351** [Aspectos gerais e condicionantes do projeto básico da Linha 19 – Celeste do Metrô de São Paulo](#)
Hugo Cassio Rocha



Túneis convencionais

- 361** [Análise Numérica de Túneis com Seções Ovalizadas em Solos da Bacia Sedimentar de São Paulo](#)
Guilherme Gianotti de Andrade; Patricia Yamaguti; Ikuyo Akamine
- 371** [Aplicação de jet-grouting para consolidação de emboque de túnel rodoviário em baixa cobertura](#)
Alysson Rodrigo de Andrade; Eloi Angelo Palma Filho; Guido Paulo Simm Júnior; Marledo Silveira; Rogerio Martinati
- 379** [Inovação e Engenharia: o caso da Estação FAAP-Pacaembu](#)
Gabriela Ferreira; Andrea Scremin Aquilino; Célia Brustolini Santos; Victória Marques Robles
- 390** [Desafios na Execução de Túneis Convencionais em Face Mista](#)
Thiago de Sa Lima
- 395** [Estudo comparativo entre LDPs partir de diferentes metodologias](#)
Mayara Dias Delgado Lopes; Maria do Carmo Reis Cavalcanti; Wagner Nahas Ribeiro
- 404** [Numerical Simulation of Excavation Sequences and Their Effects on Tunnel Performance](#)
André Leonardo Torres de Oliveira; Naloan Coutinho Sampa; Marcos Aurélio Noronha
- 412** [Escavação em solos sedimentares formação São Paulo \(Terciário\) e Embasamento Cristalino \(Pré-Cambriano\)](#)
Rafael Gomes Lamas Otero; Paulo Henrique de Souza Silva; Ana Flávia de Campos Righini; Daniel Agra; Flávio Rogério da Silva; Denis Vicente Perez Vallejos
- 422** [Escavação em solos sedimentares formação São Paulo \(Terciário\) e Embasamento Cristalino \(Pré-Cambriano\)](#)
Rafael Gomes Lamas Otero;
- 432** [Análise comparativa de cunhas previstas e identificadas em um túnel de adução](#)
ISABELLE PIPPER; MILENA ARRUDA SILVA; ANDRESSA RIZZI KUZJMAN; JOAQUIM MONTEIRO GARCEZ DUARTE
- 439** [Aspectos geométricos do cálculo do revestimento de túneis e poços](#)
Paulo Ivo Braga de Queiroz; Ana Cristina Akinaga Hatori; José Antonio Gonçalves; Lucas Deroide do Nascimento
- 445** [Análise de recalques em poços: Estudo de caso da Linha 6 de São Paulo](#)
Renato Gomes dos Reis
- 452** [Análise paramétrica preliminar de recalques e distorções pelo método da curva de Gauss](#)
Isabela Grossi da Silva; Joaquim Monteiro Garcia Duarte

Túneis em condições desafiadoras - casos históricos e lições aprendidas

- 458** [Estação PUC – Desafios de túneis de grande diâmetro em solo residual](#)
Gustavo Aguiar
- 465** [Application of the Hybrid Lattice/Discrete Element Method in the Case Study of the ITÁ Hydroelectric Power Plant Simulating Failure by Spalling](#)
GUSTAVO AUGUSTO FROES CARDOSO; Leandro Lima Rasmussen
- 475** [Preservando a História: A Tecnologia Jet Grouting na Reforma e Ampliação do Museu do Ipiranga](#)
Alfredo Dácio de Moraes Filho
- 484** [Desafios e Soluções de Tratamentos de Geometrias Complexas em Túneis com Jet Grouting](#)
Akira Koshima; Alfredo Dácio de Moraes Filho; Miriano Rolando Pieroni; José Ricardo Lopes; Victor Moraes de Lima; Geraldo Martins da Silva Paiva; Wesley Ferreira dos Santos



- 497** [Progressos e retrocessos da engenharia nacional na área de túneis nos últimos 50 anos](#)
Carlos Eduardo Moreira Maffei; Heloisa Helena Silva Gonçalves
- 502** [Construção de túnel de pequena cobertura em ambiente urbano – desafios técnicos e aprendizados](#)
Paula Sayuri Tanabe Nishijima; Wilson Shoji Iyomasa; Gisleine Coelho de Campos; Felipe Schaeffer Santos
- 509** [Some case histories from tunnelling projects in the Parisian region](#)
Alexandre Lopes dos Santos; Martin Cahn; Tatiana Richa; Khadija Nejjar
- 518** [Túnel NATM de acessibilidade sob o histórico Museu do Ipiranga](#)
Fernando Dias Hofacker dos Santos; Carlos Eduardo Moreira Maffei; Heloisa Helena Silva Gonçalves; Bruno Marcos Gonçalves Scodeler; Davi Boracini Prates; Adalberto Cordeiro Furtado Júnior; Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira
- 530** [Avaliação do desmonte de rocha subterrâneo em áreas urbanas e seus impactos](#)
Lineu Azuaga Ayres da Silva; Anna Luiza Marques Ayres da Silva; Guilherme Gianotti de Andrade; Gerônimo Lima Rodrigues
- 538** [Beneath the City: Tunnelling Challenges and Solutions for the Metro Line 2 Viaduct Undercrossing in Lima](#)
ARTEM SYOMIK; Antonio Logarzo; L.H. Suarez Padron; S. Iacullo; E. Manfroi
- 546** [Túnel Luís Bom: Um caso de baixa cobertura lateral](#)
Felipe Almeida Tomita; Lúcio Rodrigues da Rosa; Mylena Rodrigues Daccache; Adalberto Cordeiro Furtado Júnior; Fernando Dias Hofacker dos Santos; Davi Boracini Prates; Carlos Eduardo Moreira Maffei; Heloisa Helena Silva Gonçalves

Túneis Mecanizados

- 554** [Longest tunnel excavation with the use of only one TBM](#)
Karin Baeppler
- 558** [Os avanços da mecanização de túneis no Brasil](#)
YANNIS CALAPODOPULOS
- 575** [Análise Experimental de Túnel Raso em Solos não Coesivos](#)
Cleiton Cabral Martins; Aldo Durand Farfan; André Luiz Marques Júnior
- 581** [Construction of the S6 Road - Western Bypass of Szczecin. Tunnel under the Oder River \(Poland\)](#)
Rodolfo Silva de Oliveira; Pablo Fernández Coto; Nicola Della Valle
- 591** [Impermeabilização e estabilização de túnel de transporte de gás em operação, nos elementos pré moldados de concreto \(TBM\)](#)
Bruno Leonardo Rossi

Túneis Submersos

- 605** [Rubber gasket trends: Advanced watertight solutions for Immersed tunnels](#)
Nicas van den Brink
- 617** [Túneis imersos para Vitória e Cariacica: vantagens estratégicas](#)
JOAO RENATO REMEDE PRANDINA

Implementação e desenvolvimento da metodologia BIM no projeto e construção do túnel de via da Linha 6 do Metrô de São Paulo.

A. A. Barbetta, B. B. Vieira, B. Gonçalves, P. Rey Antón

Acciona Construcción, São Paulo, Brasil

B. A. T. Ogusko, D. D. Di Carlo, M. R. P. Kanashiro

CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: A Linha 6 do Metrô de São Paulo representa um dos projetos mais complexos e significativos de infraestrutura urbana atualmente em desenvolvimento. É o maior projeto de infraestrutura público-privada na América Latina, com extensão de 15,3 km e 15 estações.

Paralelamente, a transformação digital está em andamento no setor de túneis, com o BIM (*Building Information Modeling*) tornando-se essencial em grandes projetos de infraestrutura subterrânea. A coordenação eficaz entre diversas disciplinas é crucial para a execução bem-sucedida do projeto, e o BIM tem se mostrado uma ferramenta fundamental para facilitar essa integração.

O artigo aborda os resultados da experiência, as metodologias e os fluxos dos processos aplicados aos principais aspectos da coordenação BIM. Enfatiza a importância do suporte do BIM para a familiarização dos vários envolvidos na construção subterrânea como conceito, com objetivo de atender às expectativas dos proprietários e gestores de projetos na construção da Linha 6 do Metrô de São Paulo.

O BIM é utilizado como fonte central de informações, facilitando a integração e a comunicação entre todas as disciplinas envolvidas. As metodologias de coordenação, técnicas e procedimentos específicos são implementados para assegurar a coerência e a compatibilidade dos modelos de diferentes disciplinas, incluindo a detecção de conflitos e a gestão de revisões. São discutidos os benefícios e desafios observados em termos de eficiência, qualidade e redução de retrabalho, além dos desafios enfrentados durante a implementação do BIM em um projeto dessa magnitude.

Estudos de caso e exemplos práticos são apresentados, demonstrando problemas resolvidos e melhorias obtidas através do BIM, destacando a importância da coordenação multidisciplinar e interfaces externas e internas. Este trabalho visa contribuir para a disseminação de boas práticas na utilização do BIM em projetos de túneis, com foco na experiência da Linha 6 do Metrô de São Paulo.

1 INTRODUÇÃO

A Linha 6 do Metrô de São Paulo é atualmente um dos projetos de infraestrutura urbana mais complexos e significativos em desenvolvimento no Brasil. Com uma extensão de 15,3 km de túneis, 15 estações

enterradas, 18 poços de ventilação e um pátio de operação e manutenção, trata-se do maior projeto público-privado de infraestrutura da América Latina. O projeto enfrenta o desafio de executar a construção de túneis em um ambiente urbano denso; isso envolve minimizar os impactos na superfície, garantir a

segurança durante as escavações e lidar com as complexidades geotécnicas de um terreno variado. A relevância do *Building Information Modeling* (BIM) nesse contexto é inquestionável.

A transformação digital no setor de infraestrutura, impulsionada pelo uso crescente do BIM, oferece um meio eficaz de gerenciar a complexidade e mitigar os riscos associados às obras subterrâneas. O BIM se destaca por sua capacidade de integrar diferentes disciplinas, facilitar a comunicação entre equipes e assegurar que decisões críticas sejam fundamentadas em informações precisas e atualizadas. A ferramenta permite uma coordenação eficiente, evitando conflitos e retrabalhos, aspectos essenciais em empreendimentos dessa escala.

Este artigo tem como objetivo apresentar os benefícios e os desafios associados à implementação do BIM nos túneis do projeto da Linha 6 do Metrô de São Paulo. Para o efeito, serão abordados aspectos da geração de modelos, da coordenação entre disciplinas e da utilização desses modelos na construção dos túneis da linha, mostrando as estratégias adotadas e as lições aprendidas ao longo do processo.

Por meio deste exemplo, como um projeto piloto, pretende-se aprofundar a discussão sobre a importância do BIM na gestão integrada de projetos de infraestrutura subterrânea no Brasil, mostrando os benefícios observados em termos de eficiência, qualidade e redução de retrabalho, bem como os desafios enfrentados na implementação do BIM em um projeto de tal magnitude. A experiência adquirida com a Linha 6 do Metrô de São Paulo busca contribuir para a disseminação de boas práticas na utilização do BIM em projetos de túneis, oferecendo uma referência valiosa para profissionais da área e futuras iniciativas de infraestrutura.

2 JUSTIFICATIVA

A importância crucial dos projetos de infraestrutura para o desenvolvimento de países e regiões, tanto agora quanto no futuro, é bem conhecida. O desenvolvimento de projetos de infraestrutura é sobretudo importante nas cidades Sul-Americanas pois garantem a mobilidade da população e impulsionam a economia do país. Especialmente esse cenário é particularmente relevante para as redes de transporte das grandes cidades, como o transporte público sobre trilhos, principalmente em cidades brasileiras. Borrmann et al. (2014)

No entanto, a forma como foram construídos na segunda metade do século XX e no último trimestre do século XXI, fez com que sua construção precisasse ser realizada por meio de projetos subterrâneos, aumentando significativamente sua complexidade

devido ao espaço limitado e à interação com as diversas redes de utilidade pública. O controle dessas construções, suas interferências e implicações exigem um trabalho extenso. Isso significa que, nos últimos anos, os projetos começaram a ser desenvolvidos com a ajuda de novas metodologias, como o BIM.

A transformação digital é uma realidade no setor de construção de infraestrutura em geral e, de maneira específica, na construção. O uso do BIM vem avançando gradualmente em projetos subterrâneos, com diversos exemplos ao redor do mundo e, mais recentemente, também no Brasil. Para apoiar esse avanço, alguns ministérios brasileiros têm incentivado o desenvolvimento de decretos e regulamentações. No Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) desempenha um papel de destaque com o Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas (PROARTE), que utiliza o BIM para gerenciar obras de arte especiais (OAEs), como túneis e pontes. Essa iniciativa promove a eficiência na gestão de ativos e contribui para a modernização das práticas de construção e manutenção no país. Além disso, a Estratégia Nacional de Disseminação do BIM (Estratégia BIM BR), reafirmada pelo Decreto nº 11.888, de 22 de janeiro de 2024, representa um marco regulatório que visa criar um ambiente favorável ao investimento e à implementação do BIM em diferentes setores da construção. O governo federal tem incentivado a adoção do BIM em obras públicas, destacando a relevância dessa metodologia para melhorar a eficiência, transparência e qualidade dos projetos. Em novembro de 2024, foi publicado o Plano de Trabalho da Nova Estratégia BIM BR para uma disseminação unificada do BIM, em três eixos principais (denominados como Eixos Temáticos) e suas diretrizes e objetivos com a finalidade de estabelecer indicadores, metas e ações para garantir o monitoramento da estratégia para 2025 até 2027.

Apesar dos avanços na implementação do BIM, sua aplicação em obras subterrâneas, como túneis, ainda enfrenta desafios significativos. A falta de normas específicas e a necessidade de capacitação técnica são barreiras notáveis. Além disso, é essencial desenvolver premissas adaptadas às particularidades desses projetos. Conseqüentemente, há uma escassez de casos publicados de túneis projetados e coordenados com sucesso utilizando o BIM.

3 LINHA 6 METRO DE SÃO PAULO

A Linha 6 é realizada sob o modelo design-build e abrange a construção simultânea de 15,3 km de túneis escavados, utilizando duas técnicas avançadas: a *Tunnel Boring Machine* (TBM) e o *New Austrian Tunneling Method* (NATM). Além dos túneis, o projeto inclui 15 estações subterrâneas, 18 poços de ventilação, duas saídas de emergência, duas

subestações elétricas e um pátio de manobra e manutenção.

Quando concluída, a Linha 6 contará com 22 trens em operação, atendendo mais de 633.000 passageiros por dia. Esse projeto não apenas representa um marco na infraestrutura urbana de São Paulo, mas também evidencia a importância de soluções inovadoras e metodologias avançadas para superar os desafios técnicos e operacionais de uma metrópole em constante crescimento. A construção de megaprojetos de infraestrutura urbana, como a Linha 6 do Metrô de São Paulo, destaca-se pela sua complexidade e pelos desafios associados à execução de obras subterrâneas em áreas metropolitanas densamente povoadas. Este empreendimento conecta dez bairros da cidade, cada um com características socioeconômicas e ambientais distintas, trazendo tanto desafios quanto oportunidades para o desenvolvimento urbano.

4 BIM

4.1 Modelos BIM para obras subterrâneas

As estruturas subterrâneas têm características singulares que precisam ser consideradas no desenvolvimento do modelo BIM. O georreferenciamento exato é essencial para o sucesso da construção subterrânea, uma vez que a estrutura deve estar corretamente posicionada em profundidade em relação à superfície. Em grandes projetos, pode ser necessário considerar a curvatura da Terra e utilizar sistemas de georreferenciamento específicos para garantir a precisão.

Além disso, as geometrias complexas dos túneis, que podem incluir variações em seções transversais, interseções e conexões volumétricas, tornam o uso do BIM ainda mais vantajoso para a visualização, o planejamento e a coordenação das tarefas. Outro ponto crítico é a gestão dos desafios relacionados ao desconhecimento completo das condições do terreno. Mesmo com um grande volume de investigações geotécnicas realizadas, sempre existirão variáveis inesperadas que podem surgir durante a execução. A utilização de modelos BIM possibilita um gerenciamento mais eficiente dessas situações, aprimorando o suporte durante a escavação. O BIM permite a integração de informações detalhadas sobre o projeto, potencializando a visualização tridimensional e o entendimento do mesmo.

4.2 BEP & ISO19650

Para alcançar os objetivos estabelecidos e obter os benefícios esperados, foi necessário definir claramente os usos e requisitos por meio do Plano de Execução do Projeto (BEP), acordado entre todos os participantes. O objetivo era estabelecer requisitos iniciais mínimos que fossem claros e viáveis para todos os envolvidos, tanto em termos de

desenvolvimento quanto de informações. Para extrair as informações necessárias do modelo BIM, foi essencial determinar o Nível de Desenvolvimento (LOD) almejado. Esse processo envolveu um aprendizado contínuo, durante o qual identificamos as vantagens e desvantagens de diferentes abordagens ao longo do projeto. A colaboração ativa e integrada com o projetista responsável foi fundamental para garantir a extração de todas as informações necessárias. Para assegurar essa colaboração, conforme a ISO 19650, foram definidos os Requisitos de Troca de Informações (EIR), seguidos pela empresa de construção e pelos projetistas, que criaram e prepararam o Modelo de Informação do Projeto (PIM) para a fase de construção.

5 DESENVOLVIMENTO

5.1 Desenvolvimento do modelo BIM

Devido ao cronograma de construção, as estações e os Poços de Ventilação e Saída de Emergência (VSE's) precisaram ser projetados e construídos primeiro, o que resultou na modelagem dos túneis em um momento posterior. Embora já houvesse um processo consolidado para as estações e VSEs, com diversos exemplos de aplicação, a modelagem dos túneis apresentou desafios significativos. Isso se deve às particularidades inerentes às obras subterrâneas, que exigem uma abordagem diferenciada na aplicação do BIM, como explicado no capítulo 4. Esses desafios estão principalmente relacionados à alta complexidade geométrica dos túneis de via. O traçado dos túneis é caracterizado por trechos com curvas horizontais e verticais conjugadas, com variações nas distâncias entre vias, e a natureza linear do projeto, que o diferencia das estações e VSEs.

A Figura 1 se apresenta um trecho do túnel de via com tais características geométricas complexas.

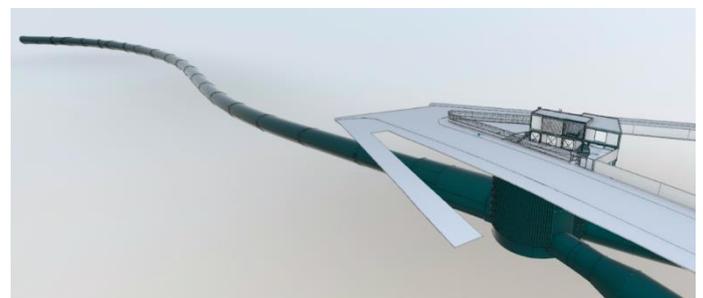


Figura 1. Trecho do túnel de via com curvas conjugadas. (autoria própria)

5.2 Premissas de modelagem dos túneis de via

Como nas estações e nos Poços de Ventilação e Saída de Emergência (VSEs) foi utilizado principalmente o software Revit, da Autodesk, optou-se por aplicá-lo também na modelagem dos túneis. Essa decisão foi

motivada pela ampla adoção do Revit no mercado e pelo domínio do software pela maioria dos projetistas e fornecedores envolvidos.

Para assegurar a viabilidade dessa escolha em uma obra linear, foram realizados testes para verificar a capacidade do software em modelar todas os requisitos necessários definidos no BEP. Além disso, monitorou-se continuamente o tamanho dos arquivos gerados, garantindo que não fossem excessivamente grandes, o que poderia comprometer a eficiência do trabalho.

Com o objetivo de atender às necessidades específicas do projeto, foram criadas rotinas de programação por meio do Dynamo. O que possibilitou a criação de algoritmos e automações que facilitaram a manipulação de dados, geometrias e parâmetros, promovendo maior eficiência e precisão. Uma das principais vantagens dessa abordagem foi a capacidade de desenvolver rotinas sem a necessidade de escrever códigos em linguagens mais complexas, como Python ou C#, utilizando uma interface intuitiva baseada na conexão de nós (blocos).

Essa solução foi essencial em um ambiente de construção Design & Build, permitindo a personalização de projetos de túnel em colaboração direta com as equipes técnicas e garantindo uma coordenação eficaz em todas as etapas do processo. As Figuras 2 e 3 apresentam a interface do Dynamo, destacando uma rotina completa e a conexão dos nós, respectivamente.

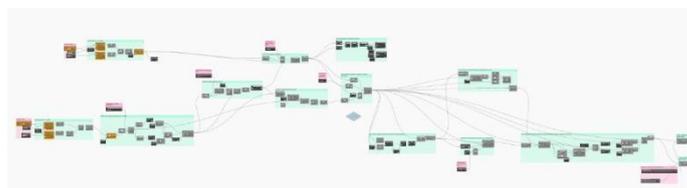


Figura 2. Rotina completa. (autoria própria)

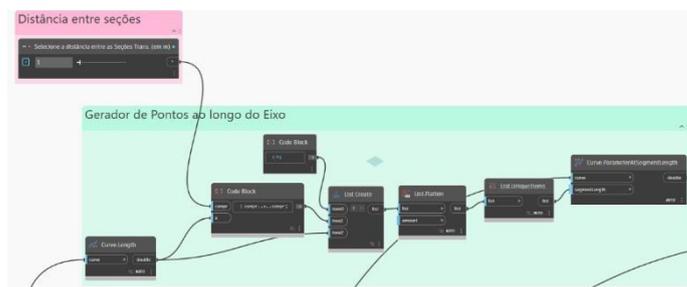


Figura 3. Ligação dos nós. (autoria própria)

5.3 Geometria das vias

Como mostrado no esquema na Figura 4, inicialmente foi definido o traçado da linha com o software Civil 3D. Para isso, foram consideradas as premissas do cliente, os locais onde seriam implementadas as diferentes estações, bem como os parâmetros de curvatura dos trens, levando em conta também o diâmetro do túnel, determinado pelos cálculos prévios e pelo da própria TBM. Com o traçado estabelecido

servindo como base, procedeu-se à modelagem do túnel de via.

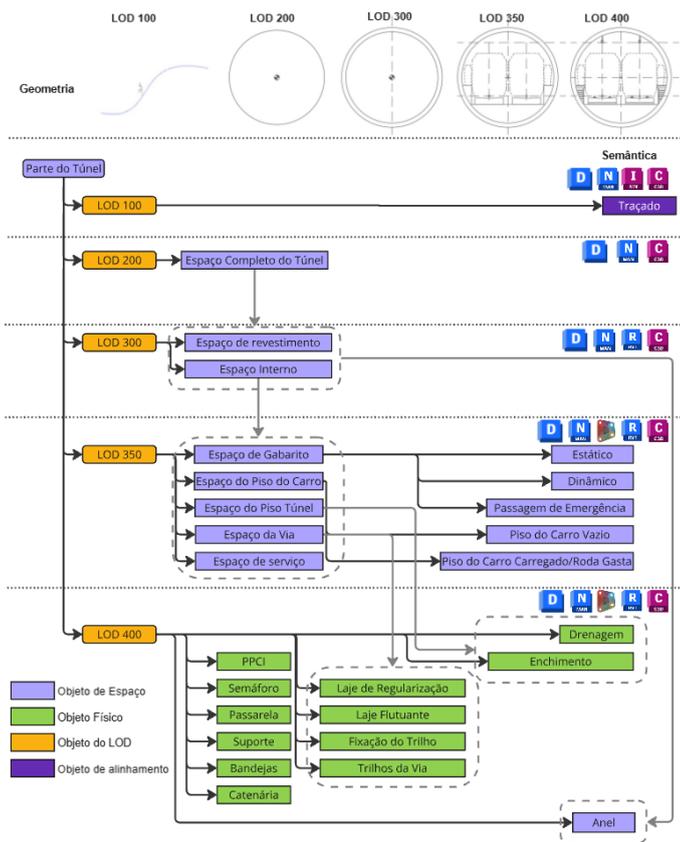


Figura 4. Esquema de planejamento da modelagem dos túneis. (autoria própria)

Após definir as diretrizes baseadas nos parâmetros descritos para a modelagem dos túneis de via, conforme apresentado no esquema, onde todos os dados geométricos das vias, passarelas, gabaritos dinâmicos, catenárias, entre outros, foram consolidados, iniciou-se a modelagem do túnel de via. Para isso, foram inseridos no modelo desenhos .dwg com o perfil de cada via e plantas georreferenciadas, possibilitando, por meio de programações automáticas, a identificação das coordenadas espaciais de toda a via. Nessa etapa, já é possível a modelagem dos pontos de coordenadas (x, y, z) de todo o estaqueamento do trecho modelado, conforme ilustrado na Figura 5.

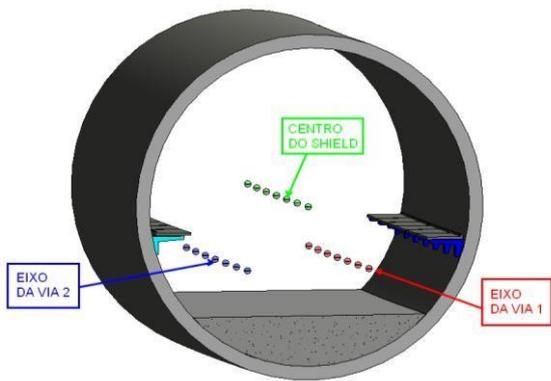


Figura 5. Pontos de coordenadas das vias e do centro do túnel. (autoria própria)

Durante o processo, ao verificar os modelos com as equipes de projeto e obra, surgiu a necessidade de exibir graficamente as coordenadas que geram os modelos e projetos dos túneis. A representação dessas coordenadas no modelo mostrou-se de grande importância, pois torna a conferência da localização dos túneis (horizontal e vertical) mais rápida e precisa. A Figura 6 apresenta as propriedades das esferas inseridas ao longo de toda a via e do centro do túnel, enquanto a Figura 7 exibe uma das seções transversais utilizadas para a conferência da localização dos túneis.

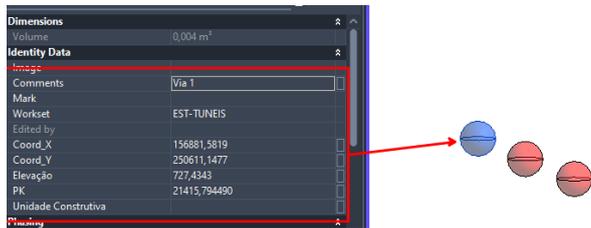


Figura 6. Propriedade das esferas. (autoria própria)

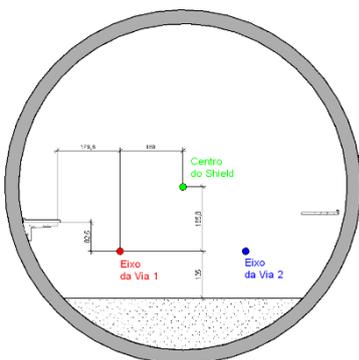


Figura 7. Seção transversal para conferência do posicionamento do túnel. (autoria própria)

Após a definição dos pontos com coordenadas x, y, z, foram criados planos equidistantes entre pontos adjacentes para facilitar a disposição dos perfis das seções transversais. Com essas seções, foi possível extrudar a estrutura dos túneis, seguindo com precisão a geometria do traçado. A Figura 8 apresenta um dos planos criados para a disposição das seções.

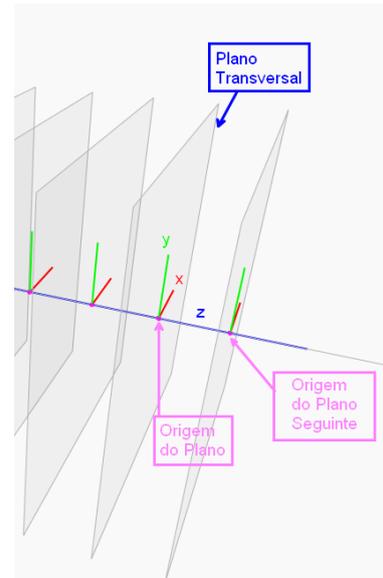


Figura 8. Localização dos planos transversais. (autoria própria)

Com as informações do eixo da via e as distâncias do gabarito dinâmico, foi possível posicionar os suportes (conforme ilustrado na Figura 9) e, em seguida, ajustar os pontos de encontro com a parede do túnel (ver Figura 10). Essa modelagem foi especialmente desafiadora, pois exigiu a integração de duas entidades geradas por alinhamentos distintos (túnel e trem), como no caso do túnel e da passarela. Houve uma dificuldade significativa, já que não era possível relacioná-las diretamente; contudo, era necessário que estivessem coordenadas.

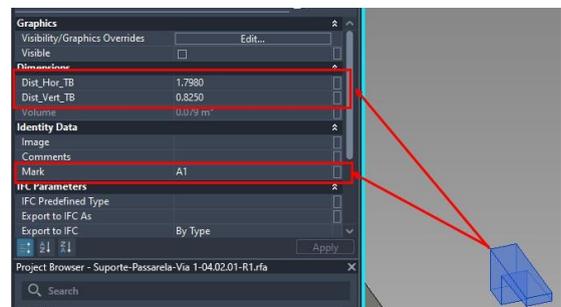


Figura 9. Informação de tipo de e posicionamento de suportes. (autoria própria)

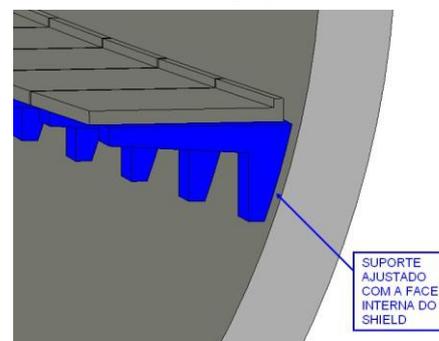


Figura 10. Informação de tipo de e posicionamento de suportes. (autoria própria)

Para melhorar a visualização, as cores dos suportes foram modificadas de acordo com o tipo, considerando que cada tipo possui diferentes alturas

e distâncias horizontais em relação ao topo do bolete (Figura 11). Esse procedimento permitiu identificar visualmente erros que, de outra forma, seriam difíceis de perceber.

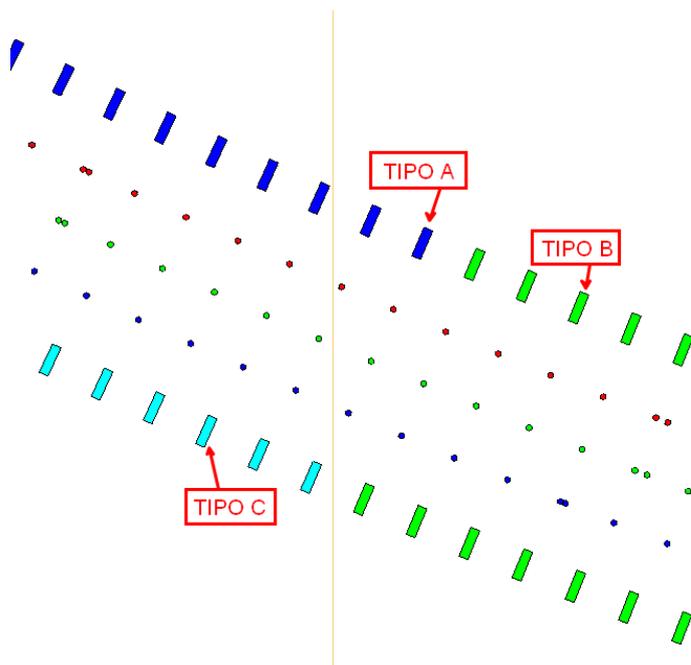


Figura 11. Visualização dos tipos por cores. (autoria própria)

Após posicionar os suportes, as placas pré-moldadas foram colocadas sobre eles com as devidas folgas e alinhamentos, resultando na modelagem completa de todos os elementos e fornecendo uma base sólida para poder modelar e coordenar com as demais disciplinas necessárias à construção e coordenação do túnel (Figura 12).

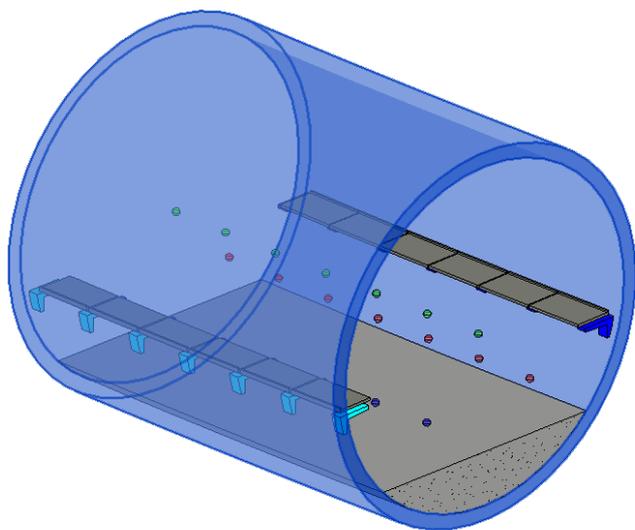


Figura 12. Lajes pré-moldadas posicionadas. (autoria própria)

5.4 Modelagem via permanente

A modelagem da via permanente foi realizada após a conclusão da modelagem das estruturas da obra civil. O seu desenvolvimento apresentou diversos desafios, especialmente no que diz respeito à coordenação para garantir que a via fosse projetada em conformidade com a laje inferior do túnel, atendendo às premissas previamente estabelecidas. Além disso, foi necessário considerar a divisão dos pacotes de trabalho, respeitando a linearidade do projeto e alinhando-se à estratégia de construção. Essa abordagem foi condicionada pelas obras do túnel e pela característica de ser um projeto fast-track, que exige uma execução rápida e integrada entre as diferentes disciplinas.

Com tudo isso, a modelagem das vias foi desenvolvida no Civil 3D, da Autodesk, um processo que requer precisão e atenção aos detalhes para garantir a integridade funcional do projeto. Com base nas premissas estabelecidas, como inclinações máximas e mínimas para assegurar a operacionalidade dos trens, foi gerado o greide. Utilizando a ferramenta "Assemblies", desenvolveram-se as seções transversais da via. Com isso definido, aplicou-se a ferramenta "Corredor" para extrudar as seções ao longo do alinhamento e do greide de projeto, gerando um modelo tridimensional contínuo que segue a geometria e divisões de pacotes estabelecidos.

5.5 Modelagem instalações

5.5.1 Conceitos de Estações Subterrâneas MEP

Os sistemas Mecânico, Elétrico e Hidráulico (MEP) desempenham um papel essencial na construção de projetos de metrô, tanto nos túneis lineares quanto nas estações subterrâneas. Devido à sua complexidade e à interação entre diversas disciplinas, o retrabalho durante a instalação é frequente, impactando negativamente a qualidade, o tempo e o custo dos projetos (Mastenbroek, 2010).

No caso da Linha 6 do Metrô de São Paulo, grandes mudanças nos sistemas MEP após o início da construção são praticamente inviáveis, o que reforça a importância de um planejamento detalhado e antecipado. Para mitigar esses desafios, a metodologia BIM foi implementada para integrar os modelos MEP, desenvolvidos em paralelo aos projetos estruturais e, quando necessário, aos arquitetônicos. Essa integração visa evitar descoordenações e assegurar a alocação adequada de espaços para os sistemas MEP.

Devido à complexidade desses sistemas, é crucial considerar desde o início não apenas a instalação, mas

também sua operação e manutenção futuras. Para isso, é fundamental que os instaladores tenham acesso aos modelos o mais cedo possível, permitindo a coordenação do projeto, instalação e operação com base nos requisitos geométricos, espaciais e operacionais.

Os sistemas são organizados em modelos específicos por sistema, subsistema e localização, desenvolvidos individualmente pelos projetistas, que mantêm a autoria dos seus respectivos modelos. Esses modelos são compartilhados e coordenados por meio de um ambiente de comum de dados (CDE), garantindo sua integração e filtragem para os diferentes usos. Durante o processo, os modelos são ajustados iterativamente, considerando as interfaces com outras disciplinas.

Subcontratados são incorporados precocemente para detalhar os modelos, assegurar funcionalidade, validar quantificações e promover otimizações. Esse processo iterativo e ágil possibilita a substituição dos modelos iniciais de projeto pelos detalhados, garantindo maior precisão e eficiência na execução.

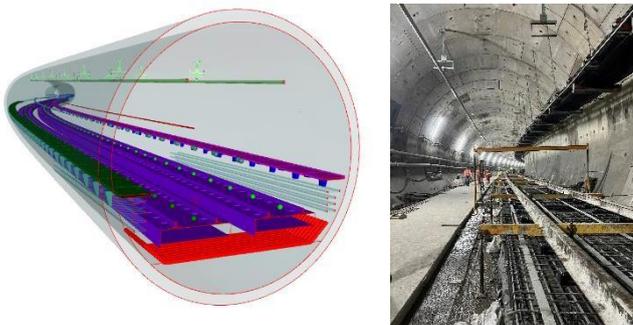


Figura 13 e 14. modelo BIM e obra. (autoria própria)

5.5.2 Spaceprofings e furos embutidos

Para coordenar as diferentes disciplinas com a obra civil e garantir o funcionamento correto das estações, além de uma operação e manutenção eficientes dos equipamentos, surgiu a necessidade de modelar determinadas demandas espaciais. Esse processo permite um estudo detalhado e uma melhor coordenação dos componentes, proporcionando maior embasamento na tomada de decisões.

Foi realizado o desenho do espaço operacional necessário dentro das famílias desses elementos, bem como dos furos e embutidos para a passagem de tubulações sob a via.

Além disso, foram desenvolvidos elementos que, embora não sejam físicos, precisam ser considerados, como os espaços necessários para as rotas de evacuação de pessoas.

Esse exercício auxiliou significativamente na tomada de decisões pelas equipes multidisciplinares, reduzindo retrabalhos no local e a necessidade de soluções improvisadas durante a obra.

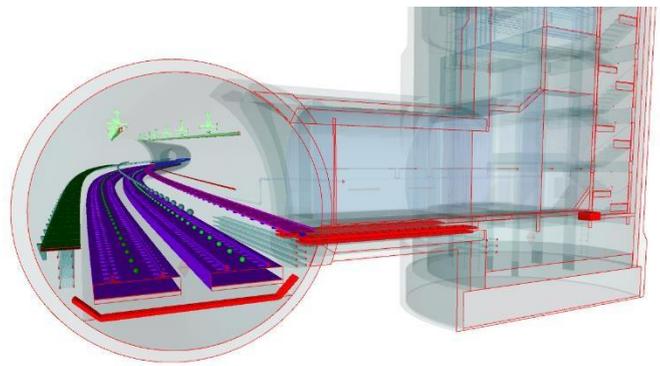


Figura 15. Spaceprofings e furos embutidos em um VSE. (autoria própria)

5.6 Estruturas temporárias

A complexidade da execução do projeto exigiu a modelagem de diversas estruturas temporárias para coordenar com o projeto principal e os prazos de construção. Foram considerados elementos de grande porte, como a própria TBM (*Tunnel Boring Machine*), guindastes e sistemas de ventilação temporária, além de elementos menores, como poços de descida de equipamentos e andaimes.

Essa abordagem permitiu estudar e otimizar tanto o tempo quanto a localização dessas estruturas temporárias. Além disso, o uso dos modelos possibilitou decisões estratégicas, como antecipar ou adiar a execução de determinados elementos essenciais, promovendo maior eficiência e organização no processo construtivo.

6 COORDENAÇÃO E VERIFICAÇÃO DE MODELOS: DETECÇÃO E PREVENÇÃO DE COLISÕES

Com os modelos desenvolvidos pelos diferentes projetistas de acordo com seus respectivos escopos, além dos fornecedores e da construtora, todo o processo de coordenação durante as etapas de projeto foi realizado por meio da troca colaborativa de modelos BIM entre as várias disciplinas envolvidas. Na coordenação de grandes obras subterrâneas, como os túneis da Linha 6 do Metrô de São Paulo, é crucial considerar dois fatores principais; múltiplas partes interessadas: contratantes, fornecedores e projetistas trabalham juntos, exigindo integração precisa e limitações físicas e geológicas: o espaço restrito, combinado com as características do túnel e da geologia local, dificulta ajustes e acomodações de última hora.

Além disso, a simultaneidade de diversas atividades pode causar variações e problemas de compatibilidade relacionados à execução, erros, omissões ou mal-entendidos, gerando resultados indesejados e a necessidade de retrabalho.

Nesse contexto, os modelos BIM federados tornam-se uma ferramenta essencial para a tomada de

decisões e o alinhamento de todos os aspectos da construção. Após a realização do modelo federado, as interferências e divergências são identificados e analisados. Esse processo é conduzido por meio de uma análise detalhada dos modelos, auxiliada pela detecção automatizada de conflitos (*clashes*), garantindo maior precisão e eficiência no planejamento e execução das obras.

7 AMBIENTE COMUM DE DADOS (CDE)

O *Common Data Environment* (CDE) é um espaço digital compartilhado que armazena, organiza e disponibiliza modelos e dados BIM de maneira integrada. No contexto de projetos de túneis, o CDE possibilita a gestão eficiente de informações em tempo real, facilitando o reaproveitamento de modelos de forma compatível com outras estruturas associadas, como estações e poços de ventilação. O objetivo principal é oferecer uma visualização abrangente e contínua, que não abranja apenas cada unidade individual, mas também todo o trecho do túnel ou até mesmo a linha de metrô em sua totalidade. Essa abordagem melhora significativamente a navegação, análise e auditoria das informações, garantindo eficiência e transparência ao longo do processo. Bormann et al. (2014)

A visualização integrada no CDE proporciona a todos os envolvidos no projeto — incluindo engenheiros, arquitetos, gestores de obra e operadores — o acesso aos dados mais atualizados e a possibilidade de navegar pelos modelos digitais de forma interativa. O uso de ferramentas de visualização 3D permite uma compreensão mais clara das condições e especificidades do projeto, reduzindo as chances de mal-entendidos e promovendo uma comunicação mais eficaz entre as partes interessadas. Antón et al. (2024)

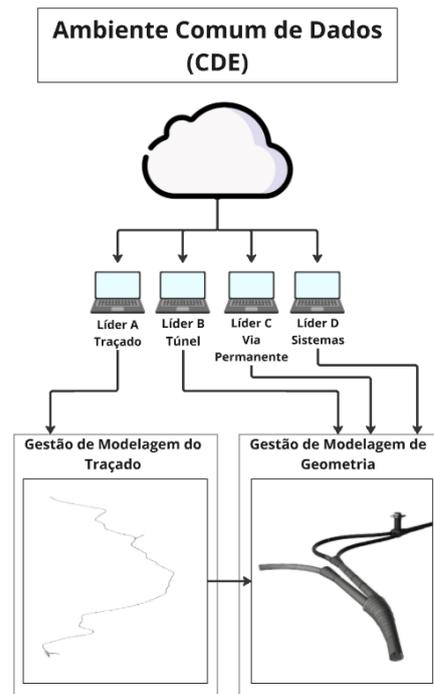


Figura 16. Colaboração no CDE (adaptado de Bormann et al. (2014))

7.1 Gestão de informações dos modelos de Túneis

A visualização e a gestão eficazes são aspectos cruciais no uso do BIM para projetos de túneis, especialmente devido à complexidade e à natureza multidisciplinar das obras subterrâneas. A implementação de um Ambiente Comum de Dados (CDE) é uma prática indispensável que centraliza todas as informações do projeto, facilitando o acesso, a integração e a colaboração entre as diversas equipes envolvidas.

Nos processos de modelagem síncrona multiescala, aproveitamos o modelo procedural utilizando uma hierarquia estruturada que permite um conceito de bloqueio eficiente. Esse conceito possibilita que diferentes usuários trabalhem simultaneamente em variados níveis de detalhe sem que haja interferência ou bloqueio mútuo, graças ao uso de um grafo de dependência acíclico direcionado. Essa abordagem assegura uma colaboração fluida e eficaz, mesmo em cenários altamente complexos, garantindo que o progresso do projeto não seja obstruído por conflitos de acesso ou dependências entre equipes.



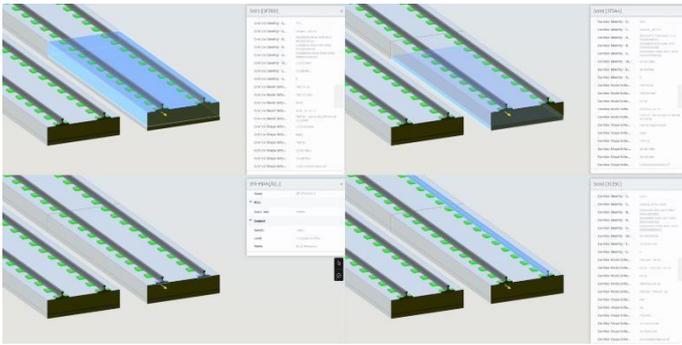


Figura 17. Gestão de informações no CDE. (autoria própria)

8 INTERFACES NO TUNEL

Como foi comentado ao longo do artigo, a Linha 6 do metrô de São Paulo percorre a região centro-oeste da cidade. Conforme explicado no ponto 1, isso implica que, em seu trajeto, encontram - se interfaces de diversas naturezas. Muitas delas, devido às suas características e complexidades, foram modeladas e incorporadas nos modelos federados para análise, tomada de decisão e consideração nos projetos.

Por esse motivo, foram realizadas nuvens de pontos das linhas próximas e/ou que cruzam o trajeto. Um exemplo é o caso da Linha 4 (como mostrado na imagem 18), cujo túnel foi escaneado e considerado. Também foram modelados coletores, vias, edifícios relevantes, entre outros.

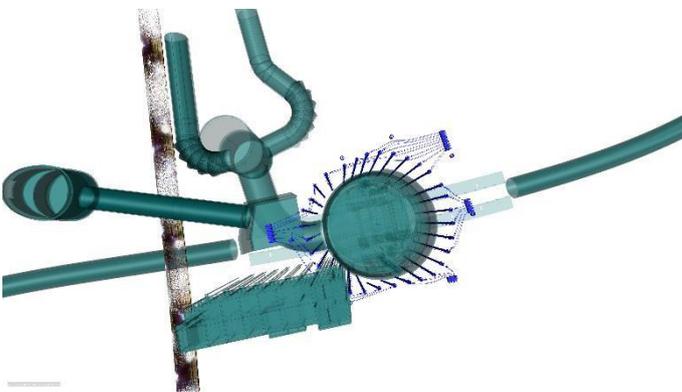


Figura 18. Estação Higienópolis-Mackenzie linha 6 e túnel de via Linha 4 amarela. (autoria própria)

Outro tipo de interface a ser considerada foi aquela criada dentro da própria linha, como no caso da interface túnel/estações e túnel/poços de ventilação. Dessa forma, foi muito importante considerar, analisar e federar em conjunto as diferentes unidades com o túnel para garantir uma interface adequada. Da mesma maneira, foi necessário ser rigoroso com a continuidade das instalações da linha e suas transições estação-túnel e poço-túnel.

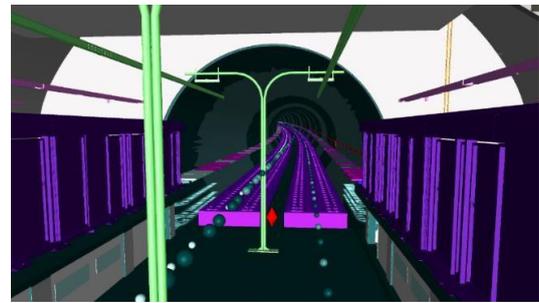


Figura 19. Interface disciplinas. (autoria própria)

9. LIÇÕES APRENDIDAS

9.1 Desafios na Visualização e Gestão

1. **Melhora na coordenação e colaboração:** A capacidade de acessar modelos atualizados em tempo real permite uma melhor coordenação entre as diferentes disciplinas, como geotécnica, elétrica, hidráulica e estruturas. Essa colaboração multidisciplinar garante que todos os aspectos do projeto estejam sincronizados, minimizando o risco de conflitos e retrabalhos.

2. **Visualização e tomada de decisões:** o controle proporcionado pela metodologia BIM permite realizar uma pré-construção dos elementos a serem executados, o que auxilia em uma tomada de decisão mais precisa. Esses modelos federados tornaram-se o ponto de verificação das interfaces do projeto e o canal para a tomada de decisões, além de serem uma ferramenta para identificar problemas potenciais e adotar medidas corretivas de forma antecipada.

3. **Gestão de Informações Democratizada:** O CDE promove a democratização das informações, garantindo que todos os membros da equipe tenham acesso às mesmas versões de modelos e dados. Isso é fundamental para a transparência e a tomada de decisões baseadas em informações confiáveis. Além disso, a gestão integrada no CDE facilita o rastreamento de alterações, assegurando que qualquer modificação feita em um modelo seja imediatamente visível e registrada.

4. **Planejamento e Simulação de Intervenções:** A capacidade de simular intervenções e operações no ambiente virtual é um diferencial significativo. A visualização detalhada permite planejar obras de manutenção ou modificações estruturais com maior precisão, garantindo a segurança dos trabalhadores e a eficiência das operações. Por exemplo, a preparação para trabalhos de escavação, instalação de sistemas de ventilação ou ajustes em redes elétricas pode ser completamente simulada, economizando tempo e recursos.

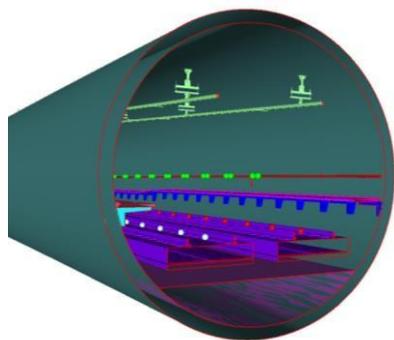


Figura 20. Modelo BIM túnel de via linha 6. (autoria própria)

10. CONCLUSÃO

O desenvolvimento de modelos BIM para túneis na fase de projeto e construção produz um novo paradigma de trabalho na engenharia de obras de infraestrutura de túneis. Trabalhar com modelos BIM desde os estágios iniciais do projeto permite a democratização das informações para todas as partes interessadas, desde os projetistas até a construtora, incluindo todos os fornecedores. Essa metodologia de trabalho é um grande avanço tanto na coordenação quanto na colaboração, conforme exemplificado neste artigo.

Com esse processo implementado, percebeu-se um avanço na visualização e na tomada de decisões. Obtém-se uma pré-construção dos elementos que ajuda a ser compreendida por todas as partes e a ser (por meio do modelo federado) uma fonte de verdade integrada do projeto.

O aumento gradual das disciplinas, bem como o progresso do projeto, exigiu a inclusão de elementos internos e externos para ajudar a ter um modelo totalmente integrado. Isso fez com que o modelo federado fosse o canal de tomada de decisões do projeto, tanto nas interfaces internas quanto externas.

11. REFERÊNCIAS

Antón, P.; Teixeira, I.; Barbeta, A.; Vieira, B.; Abreu, F. 2024. BIM Modelling & reality capture in underground drill and blast caverns. *Tunnelling for a Better Life*, Shenzhen, China, 28 maio. *Digital and Information Technology*, p. 2825–2833.

Borrmann, A.; Flurl, M.; Ramos Jubierre, J.; Mundani, R.-P.; Rank, E. 2014. Synchronous collaborative tunnel design based on consistency-preserving multi-scale models. *Advanced Engineering Informatics* 28, 499–517. Elsevier.

Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R., Liston, K. 2011. *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers,*

Engineers, and Contractors. John Wiley & Sons. Indianapolis. USA.

ISO. 2018. ISO 19650-1:2018 Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) — Information management using building information modelling — Part 1: Concepts and principles.

ITA-AITES-WG22. 2022. BIM in Tunnelling – Guideline for Bored Tunnels – Vol 1.

Mastenbroek, Y.C. 2010. “Reducing rework costs in construction projects”. University of Twente.

NIMBS Committee. 2007. National Building Information Modeling Standard. *NBIM*, p. 180.

Penttilä, H., 2006. *Describing the changes in architectural information technology to understand design complexity and free-form architectural expression.* ITcon Vol. 11, Special issue The Effects of CAD on Building Form and Design Quality, pp. 395-408.

Previsão da convergência em túneis ferroviários da região norte utilizando técnicas de aprendizado de máquina

L. Dourado

Departamento de Computação, UFSCar, São Carlos, Brasil

D. Ruiz & T; Silva & M. Futai

Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia, Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil

RESUMO: Durante a escavação de túneis, o monitoramento de convergências e divergências da seção escavada é fundamental para acompanhar as deformações do maciço, avaliar a performance dos elementos de suporte e garantir a segurança em métodos NATM. Este estudo propõe uma abordagem baseada em aprendizado de máquina para estimar parâmetros críticos de convergência nos túneis de Carajás, utilizando um banco de dados desenvolvido a partir de mapeamentos geológicos realizados nas frentes de escavação e instrumentação de campo. Modelos preditivos como Random Forest, CatBoost e Redes Neurais Multicamadas (MLP) foram treinados e avaliados para determinar sua eficácia na previsão da convergência, alcançando coeficientes de determinação (R^2) de até 0,62 em cenários específicos. Apesar de algumas limitações encontradas, os resultados preliminares demonstram o potencial dessas técnicas para complementar medições in situ, fornecendo uma ferramenta capaz de, apenas com parâmetros geotécnicos coletados, prever a necessidade de suportes e a estabilidade de determinadas seções do túnel.

1 INTRODUÇÃO

Os túneis são componentes essenciais da infraestrutura de transporte, tanto ferroviária quanto rodoviária, facilitando o deslocamento de pessoas e mercadorias e oferecendo acesso seguro a áreas de difícil alcance. Eles desempenham um papel crucial na melhoria da conectividade, reduzindo distâncias e superando obstáculos geográficos como montanhas. No contexto da mineração, especificamente, os túneis permitem o transporte eficiente de minério, equipamentos e trabalhadores, além de proporcionar acesso seguro às áreas de extração. Sua construção e

manutenção envolvem desafios significativos relacionados à estabilidade estrutural, sendo o monitoramento convergência essencial para a gestão de possíveis riscos e qualidade do processo de escavação de espaços subterrâneos (Oggeri & Ova, 2004). A previsão e dimensionamento de possíveis deformações e alterações nas condições de contorno são cruciais para garantir o correto dimensionamento da obra e gestão de risco do ativo.

Neste estudo, dados foram coletados de quatro túneis localizados no ramal ferroviário do Pará, na região de Carajás, conhecida por sua relevância na mineração brasileira (Figuras 1 e 2). Juntando os 4 túneis, foram

analisadas 163 seções com 7 pinos de convergência (Figura 3).



Figura 1: Interior de um dos túneis



Figura 2: Exterior de um dos túneis.

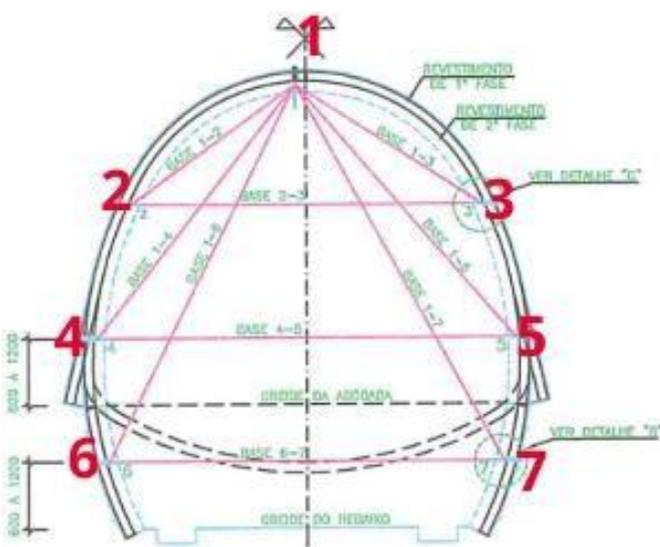


Figura 3: Seção tipo ilustrando os pinos de convergência. Para lidar com os desafios da análise desses dados e obter modelos preditivos robustos, o aprendizado de máquina (ML) foi empregado. Sua capacidade de

lidar com dados complexos e relações não lineares torna-o uma ferramenta promissora no estudo de túneis e estabilidade estrutural.

Para este estudo, foram selecionados algoritmos amplamente reconhecidos por seu desempenho em problemas de predição no contexto de túneis, como Redes Neurais Multicamadas (Mahdevari e Torabi, 2012), CatBoost e XGBoost (An et al, 2024; Dashtgoli et al, 2024). A escolha desses modelos foi fundamentada em seu sucesso consistente em estudos sobre convergência, além de sua adaptabilidade a diferentes características geotécnicas e estruturais. O objetivo não se limitou à avaliação de sua eficácia nos túneis de Carajás, mas também procurou contribuir para o avanço do uso de aprendizado de máquina como uma ferramenta essencial na engenharia geotécnica.

2 O BANCO DE DADOS

O banco de dados utilizado neste estudo foi criado a partir de dois conjuntos de informações principais: o mapeamento geológico realizado em campo e os relatórios de recalque e convergência na região dos emboques, coletados em datas distintas. Esse descompasso temporal entre as medições foi um desafio significativo para a análise, já que a convergência é uma variável temporal que tende a se estabilizar (aproximar-se de zero) ao longo do tempo. Para mitigar esse impacto e garantir a consistência da análise, consideramos apenas as medições com um intervalo de tempo aproximado de cinco meses entre a data do mapeamento geológico e o cálculo da convergência acumulada.

Esse intervalo foi escolhido com base na observação de que, nesse período, as taxas de convergência apresentavam maior correlação com as características geotécnicas medidas, permitindo um modelo preditivo mais confiável. Além disso, o intervalo de tempo foi incluído como uma das variáveis do modelo, devido à sua influência significativa na convergência.

2.1 Variáveis Numéricas

O banco de dados contém 19 colunas, e dentre elas, 16 são numéricas.

As classificações geomecânicas são abordagens sistemáticas utilizadas para avaliar as propriedades do maciço rochoso, classificá-lo de acordo com seu comportamento mecânico e determinar um índice numérico representativo. Os valores numéricos vinculados às propriedades dos maciços rochosos utilizados para a análises de convergência foram obtidos pelas sistemas aplicados nos mapeamentos durante as escavações dos túneis, o Rock Mass Rating - RMR (Bieniawski, 1973, 1989) e o Tunnelling Quality Index – Q (Barton et al., 1974).

2.1.1 Índice de Qualidade Q

Barton et al. (1974) propôs o índice de Qualidade Q para a determinação das características do maciço rochoso e o suporte de túnel requerido. Seu cálculo utiliza os parâmetros da Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros para determinação do Q

Parâmetros	Descrição
J _n	Número de famílias de fraturas.
J _r	Rugosidade nas paredes das fraturas.
J _a	Alteração nas paredes das fraturas
J _w	Influência da água subterrânea.
SRF	Fator de redução de tensão.
RQD	Índice de qualidade da rocha

Esses parâmetros são usados no cálculo de Q, ilustrado na Equação 1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

2.1.2 RMR

O RMR é uma classificação que avalia a qualidade e a estabilidade do maciço rochoso. De acordo com o somatório, ele pode ser classificado em 5 classes, variando entre “Muito Pobre” ou Classe V - quando muito baixo - e “Excelente” ou Classe I- quando muito alto, conforme vemos na figura 4.

Classificação

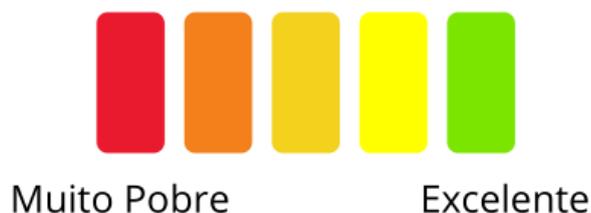


Figura 4: Classificação RMR.

A seguir temos os seus parâmetros (Tabela 2), e a soma de todos eles representa o somatório (Equação 2).

Tabela 2. Parâmetros do RMR

Parâmetros	Descrição
RQD	Índice de qualidade da rocha
Resistência	Resistência à compressão uniaxial da rocha.
Espaçamento	Espaçamento entre descontinuidades.
Característica	Padrão das descontinuidades.
Influência	Orientação das descontinuidades na frente de escavação
Água	Presença e volume de água subterrânea.

$$RMR = \sum_{\text{Parâmetros da Tabela}} \quad (2)$$

2.1.3 Matriz de Correlação

A matriz de correlação apresentada na Figura 4 revela que há uma alta correlação entre esses valores, pois estão interligados pelas equações 1 e 2. Entretanto, nota-se a baixa correlação com a convergência, o que demonstra a necessidade de, além de uma escala temporal menor entre as medições, exige também um modelo preditivo de alta complexidade para lidar com a complexidade e a não linearidade dos dados.

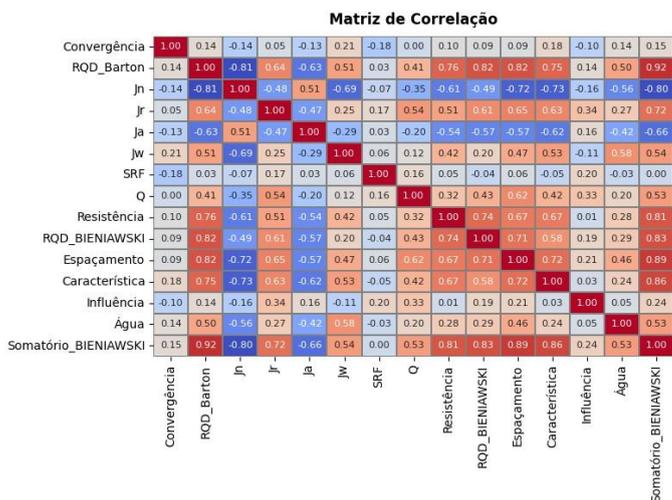


Figura 4: Matriz de Correlação.

2.2 Variáveis Categóricas

Para variáveis categóricas em Machine Learning, devemos modificá-las em formato binário. Sendo assim, usamos o método “One Hot Encoding”, exemplificado nas tabelas abaixo (Tabela 3 e Tabela 4).

Tabela 3. Parâmetro categórico antes do processamento

Seção	Classe
63+959	IV
63+945	V
62+420	III

Tabela 4. Parâmetro categórico após processamento

Seção	Classe III	Classe IV	Classe V
63+959	0	1	0
63+945	0	0	1
62+420	1	0	0

As variáveis que aplicamos nesse processo estão descritas na Tabela 5.

Tabela 5. Parâmetros Categóricos

Parâmetros	Descrição
Descrição	Letra indicativa de qualidade.
Categoria	Classificação da rocha quanto à qualidade (“boa”, “Muito Pobre”).
Classe	Classificação do Maciço Rochoso.

2.3 Variável Temporal

Devido à ausência de uma cronologia precisa nas medições da convergência acumulada, buscou-se mitigar os impactos dessa limitação adicionando uma variável temporal ao modelo. Essa variável representa a diferença aproximada de meses entre a data em que foi realizado o mapeamento geológico e a data em que a convergência acumulada foi registrada. Ao incluir essa informação temporal, foi possível capturar parcialmente os efeitos do tempo nas deformações do maciço, aprimorando a precisão das previsões dos modelos preditivos.

3 METODOLOGIA

3.1 Modelos Preditivos

Para a análise preditiva, utilizamos algoritmos amplamente reconhecidos por sua capacidade de lidar com dados complexos e não lineares. Cada modelo foi selecionado com base em seu desempenho em estudos anteriores (Mahdevari e Torabi, 2012; An et al, 2024; Dashtgoli et al, 2024) e adaptabilidade ao problema de previsão de convergência nos túneis de Carajás.

Analisou-se a convergência em relação a todos os pinos; entretanto, deu-se maior destaque à convergência entre os pinos 1-6 e 6-7 (Figura 3). Vale ressaltar que esses não foram os pinos com o maior número de amostras no banco de dados. Com a limitação do intervalo de tempo para 5 meses, a convergência dos pinos 1-6 foi prevista com base em 27 amostras, enquanto para os pinos 6-7 houve 26 amostras. Sem a limitação temporal, o número de amostras subiu para 92 e 91, respectivamente.

Como entradas, utilizamos todos os parâmetros numéricos e categóricos mencionados na Tabela 1 e na Tabela 2, junto com a variável temporal que indica a diferença entre as datas de medições da convergência acumulada com o as datas dos mapeamentos geológicos das seções.

3.1.1 MLP

O Perceptron Multicamadas (MLP) é uma das arquiteturas mais utilizadas em aprendizado de máquina supervisionado. Consiste em uma rede de neurônios artificiais organizados em camadas: entradas, ocultas e saída. A Figura 5 representa uma arquitetura básica de um MLP.

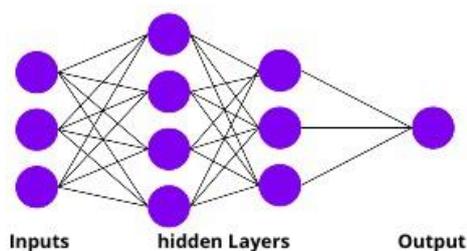


Figura 5: Rede Neural.

Nesta análise, ajustamos os hiperparâmetros do MLP conforme a Tabela 6 abaixo.

Tabela 6. Configurações do Perceptron Multi Camadas

Parâmetro	Valor
Função de Ativação	ReLU
Solver	Adam
Taxa de Aprendizado Inicial	0.001
Alpha	0.0001
Máximo de Iterações	300
Camadas Ocultas	1 com 100 perceptrons.

3.1.2 Algoritmos baseados em Árvores de Decisão

O Random Forest é um algoritmo de aprendizado ensemble baseado em árvores de decisão, que são utilizadas na literatura para predição de convergência em túneis (Satici e Topal, 2020; An et al, 2024). Ele opera construindo um grande número de árvores durante o treinamento e retornando a média (para problemas de regressão) como resultado final. A Figura 6 exemplifica esse processo de subdivisão em árvores e as junções de cada análise no final para formular sua saída.

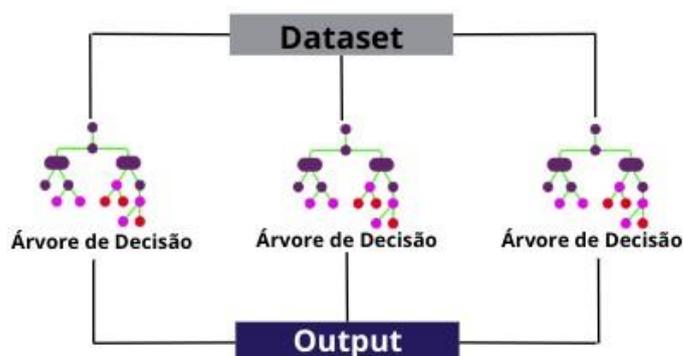


Figura 6: Random Forest.

Além do Random Forest, o XGBoost e CatBoost são baseados em árvores de decisão otimizadas, utilizando métodos de boosting para combinar múltiplas árvores de forma sequencial e melhorar

continuamente o desempenho preditivo. Essa técnica evita o overfitting e é mais eficiente e tem apontado melhores resultados em dados escassos ou faltantes. A Figura 7 evidencia algumas características desses algoritmos, no que eles possuem em comum e em que se divergem.

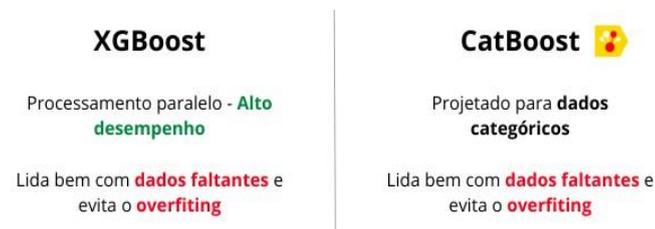


Figura 7: XGBoost e CatBoost.

Dentre esses dois, o CatBoost se adaptou melhor aos nossos dados, muito por conta de sua especialização em dados categorizados.

4 RESULTADOS PRELIMINARES

Para avaliar o desempenho dos modelos preditivos, utilizamos as métricas coeficiente de determinação (R^2) e erro quadrático médio (MSE). Os cálculos dessas métricas são apresentados nas equações 3 e 4.

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \underline{X}) \cdot (Y_i - \underline{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \underline{X})^2 \cdot (Y_i - \underline{Y})^2}} \quad (3)$$

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (X_i - Y_i)^2 \quad (4)$$

onde X_i e Y_i são os valores previstos e medidos da observação i analisada, N é o número de amostras e, \underline{X} e \underline{Y} são as médias dos valores previstos e medidos, respectivamente.

4.1 Resultados Sem Limitar o Intervalo de Tempo

Inicialmente, os modelos foram treinados e avaliados sem limitar o intervalo de tempo entre as medições do mapeamento geológico e a convergência acumulada. Os resultados para as métricas de avaliação são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Resultados Preliminares Sem Limitação de Tempo

Modelo	R^2	MSE	Pinos de Convergência
CatBoost	0.47	1.68	6-7

Random Forest	0.31	2.18	6-7
XGBoost	0.31	2.19	6-7
MLP LogSig	0.10	9.38	1-3
MLP Adam	0.00	3.18	6-7

Os resultados gerais indicam limitações no desempenho dos modelos devido à limitação do fator temporal.

4.2 Resultados com Limitação de 5 Meses no Intervalo de Tempo

Ao limitar o intervalo de tempo para um máximo de 5 meses, os resultados melhoraram significativamente, evidenciando a importância do fator temporal no ajuste preditivo. Os modelos baseados em redes neurais, particularmente o MLP, demonstraram desempenho superior, conforme mostra a Tabela 8.

Tabela 8. Resultados Preliminares com a Limitação de 5 Meses

Modelo	R ²	MSE	Pinos de Convergência
MLP Adam	0.62	0.33	1-6
MLP Logsig	0.56	0.38	1-6
XGBoost	0.31	4.96	1-5
CatBoost	0.28	4.59	4-5
Random Forest	0.22	4.98	4-5

A Figura 8 evidencia como a limitação temporal afetou o desempenho dos modelos preditivos, evidenciando um aumento significativo dos coeficientes de determinação dos MLPs.

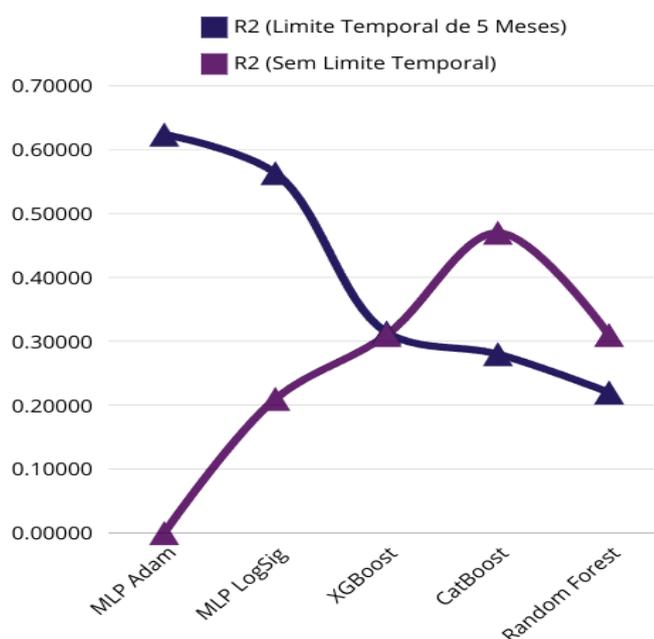


Figura 8: Comparação entre os coeficientes de determinação dos modelos preditivos.

Mesmo com menos amostras, os resultados melhoraram significativamente. Com isso, a inclusão do intervalo de tempo menor entre as variáveis do modelo permite capturar melhor os padrões temporais da convergência.

5 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Em busca de melhores métricas, os próximos estudos devem focar na adição de novos parâmetros no banco de dados, principalmente os relacionados a sobrecarga (H), módulo de elasticidade (E), coesão (C) e ângulo de atrito interno (Φ), já que a adesão desses parâmetros demonstraram sucesso em outros estudos (Satici e Topal, 2020; Mahdevvari e Torabi, 2012; Dashtgoli et al, 2024).

Estratégias inovadoras devem ser exploradas para superar a limitação de dados disponíveis. Entre elas, sugere-se o uso de data augmentation, que consiste em gerar pequenas variações nos dados existentes para ampliar o conjunto de treinamento, mantendo os padrões observados.

O desempenho dos modelos preditivos pode ser aprimorado por meio da aplicação de técnicas avançadas de aprendizado de máquina. A primeira estratégia é a adoção de técnicas de ensembling, que combinam diferentes modelos, como CatBoost, XGBoost e Random Forest, para melhorar a precisão

das previsões e reduzir os erros. Essa abordagem permite capturar padrões complexos que podem não ser identificados por um único modelo.

Além disso, sugere-se a otimização de hiperparâmetros utilizando métodos avançados, como a otimização bayesiana. Essa técnica permitirá encontrar as configurações ideais para cada modelo, maximizando o desempenho em diferentes cenários. Outra sugestão é a implementação de técnicas de regularização, como penalizações L1/L2 e dropout, que ajudam a evitar o overfitting, melhorando a capacidade de generalização dos modelos em novos conjuntos de dados.

6 CONCLUSÕES

Este estudo demonstrou o potencial do uso de aprendizado de máquina para a previsão de convergência em túneis de Carajás, destacando sua aplicabilidade na engenharia de túneis. Modelos como CatBoost, Random Forest e Redes Neurais Multicamadas (MLP) apresentaram resultados promissores, com coeficientes de determinação (R^2) de até 0,62 em cenários específicos. Observou-se que a inclusão do fator temporal, representado pelo intervalo entre medições, desempenha um papel crucial na melhora do desempenho dos modelos preditivos.

A limitação do intervalo de tempo para cinco meses permitiu capturar melhor os padrões temporais da convergência, evidenciando a necessidade de dados mais consistentes e detalhados para análises futuras. Além disso, a baixa correlação de algumas variáveis com a convergência ressalta a importância de incorporar novos parâmetros geotécnicos, como estados de tensões ou carregamentos, módulo de elasticidade, coesão e ângulo de atrito interno, métodos construtivos e tipos de suporte aplicados que podem enriquecer os modelos e aprimorar as previsões.

Os resultados obtidos sugerem que, com um banco de dados ampliado e o uso de estratégias avançadas, como otimização de hiperparâmetros, ensembling e técnicas inovadoras de geração de dados sintéticos, é possível superar as limitações atuais. A utilização de aprendizado de máquina não só complementa as medições in situ, mas também oferece uma ferramenta poderosa para a tomada de decisão,

promovendo maior segurança e eficiência em projetos subterrâneos.

7 REFERÊNCIAS

- An, X.; Zheng, F.; Jiao, Y.; Li, Z.; Zhang, Y.; He, L. 2024. Optimized machine learning models for predicting crown convergence of plateau mountain tunnels. *Transportation Geotechnics*, 46: 101254.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6: 189–236.
- Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of rock masses. *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, 15: 335–344.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons.
- Dashtgoli, D.S.; Sadeghian, R.; Ardakani, A.R.M.; Mohammadnezhad, H.; Giustiniani, M.; Buseti, M.; Cherubini, C. 2024. Predictive modeling of shallow tunnel behavior: Leveraging machine learning for maximum convergence displacement estimation. *Transportation Geotechnics*, 47: 101284.
- Mahdevari, S.; Torabi, S.R. 2012. Prediction of tunnel convergence using Artificial Neural Networks. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28: 218–228.
- Oggeri, C.; Ova, G. 2004. Quality in tunneling: ITA-AITES Working Group 16 Final report. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19: 239–272.
- Satici, Ö.; Topal, T. 2020. Prediction of tunnel wall convergences for NATM tunnels which are excavated in weak-to-fair-quality rock masses using decision-tree technique and rock mass strength parameters. *SN Applied Sciences*, 2(4): 546.

Modelagem geológico-geotécnica da Estação São Joaquim, Metro de São Paulo

R. C. Hammerle & J.P. Monticelli & J. Yasbek
ADDA Consultoria, São Paulo, Brasil

E. Pabst & L.Pabst
Interact, São Paulo, Brasil

M. D. Monteiro & H. C. Rocha
METRO SP, São Paulo, Brasil

RESUMO: Este trabalho aborda a modelagem geológico-geotécnica implícita elaborada no contexto do projeto de adaptação e ampliação da Estação São Joaquim, do Metro de São Paulo, para conexão da Linha 1 – Azul à Linha 6 – Laranja. O trabalho utilizou quatro campanhas de sondagens cronologicamente espaçadas, dos anos de 1976, 2011, 2015 e 2023, perfazendo um conjunto de 21 sondagens com padrões de descrição tátil visual da litologia distintos, incorrendo em um cenário desafiador para o método tradicional de interpretação manual das seções geológicas. A modelagem implícita tridimensional, por meio do software Leapfrog®, se mostrou eficiente neste tipo de cenário complexo, possibilitando a otimização dos esforços da equipe na representação fidedigna dos conceitos da geologia local dentro do modelo tridimensional, a interlocução direta com o sistema BIM (*Building Information Modelling*) e a maior auditabilidade do processo.

1 INTRODUÇÃO

A rede metroviária da cidade de São Paulo é responsável pelo transporte de milhões de paulistas diariamente. Em constante ampliação, o Metro conta atualmente com 104,4 km de extensão, em 6 linhas conectando 91 estações, reduzindo as distâncias na maior cidade da América do Sul por meio de túneis e trechos em superfície.

Representando o início desta história, a Linha 1 – Azul foi inaugurada no dia 14 de setembro de 1974 e a Estação São Joaquim no dia 17 de fevereiro de 1975, com a capacidade para 20 000 passageiros por hora.

Visando a adaptação e ampliação da Estação São Joaquim para sua conexão Linha 6 – Laranja, em construção, surge a demanda para o estudo de

modelagem geológico-geotécnica implícita de todo o conjunto histórico de informações geológicas e geotécnicas da Estação São Joaquim.

A modelagem apresentada é fundamentada em quatro campanhas de sondagem correspondentes ao projeto original da estação, de 1976; ao projeto básico de ampliação, de 2011 e 2015, e ao projeto executivo de ampliação, de 2023.

O espaçamento cronológico das campanhas de sondagem, datadas da inauguração do metrô aos dias atuais, implica em incertezas associadas ao emprego de distintos procedimentos de recuperação dos testemunhos e divergências nos padrões de descrição e interpretação das litologias.

O cenário apresentado torna-se excessivamente complexo para a modelagem tradicional, que conta

exclusivamente com a desenho manual, em softwares tradicionais para desenho técnico, para a interpretação de visual de dezenas de camadas sub métricas representadas em diferentes escalas de detalhe em cada sondagem.

Como uma abordagem para superar este desafio, entregar produtos no formato do sistema BIM (*Building Information Modelling*) e fomentar a auditabilidade do processo, utilizou-se a modelagem implícita tridimensional por meio do software Leapfrog®.

2 METODOLOGIA

A modelagem implícita tridimensional, metodologia utilizada neste estudo, é uma ferramenta particularmente útil quando se trabalha com um conjunto de dados complexos e incertezas agregadas, comumente encontrados na exploração mineral e na engenharia geotécnica. Como alternativa ao método tradicional de interpolações manuais, a modelagem geológica implícita se baseia no auxílio de algoritmos matemáticos para inferir a geometria e a distribuição dos corpos geológicos a partir dos dados disponíveis.

Esta metodologia permite que os profissionais envolvidos despendam mais esforços na concepção de detalhes mais complexos da geologia local, como lentes sub-métricas de unidades sedimentares, e a elaboração de diversos modelos-testes partindo da interpretação dos mesmos dados. Além destas vantagens, a modelagem implícita possibilita a atualização automática do modelo com a entrada de novas sondagens a qualquer momento.

O software Leapfrog®, desenvolvido pela Seequent, é uma ferramenta consolidada no campo da modelagem implícita tridimensional. O Leapfrog® utiliza o algoritmo FastRBF™ (Funções de Base Radial) para o ajuste de modelos matemáticos de um grande conjunto de dados tridimensionais representando padrões complexos e não lineares.

O processo que culmina na modelagem implícita é de suma importância para a qualidade do resultado e consiste nas quatro etapas elencadas a seguir de detalhes nos subcapítulos seguintes: 1) contextualização da geologia local a partir de dados secundários; 2) análise macroscópica (tátil e visual) dos testemunhos armazenados e o reconhecimento de campo da área de estudo; 3) compilação, avaliação técnica e seleção dos dados e 4) formatação dos dados para o padrão de entrada da modelagem. A Figura 1 apresenta o fluxo de trabalho utilizado para a modelagem geológica implícita utilizada neste trabalho.

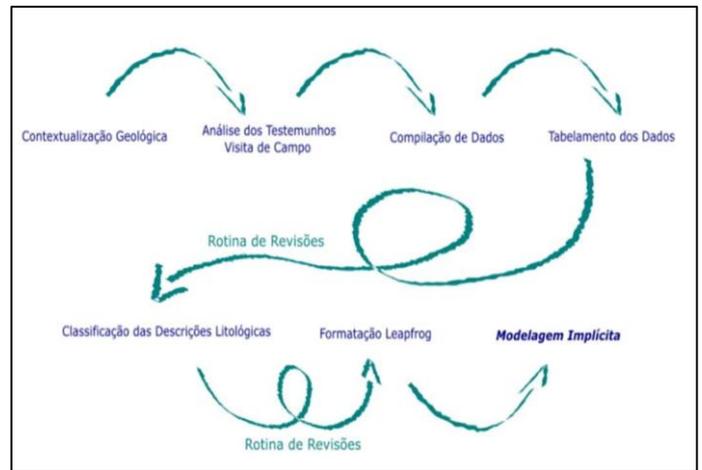


Figura 1. Fluxograma da modelagem implícita.

3 CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA

A área de interesse está inserida no contexto da borda da Bacia Sedimentar de São Paulo, de acordo com o mapa geológico do Estado de São Paulo (CPRM - RIGEO, 2006). A Bacia Sedimentar de São Paulo insere-se no Rift Continental do Sudeste do Brasil (Riccomini C., 1989), um sistema com cerca de 900 km, paralelo à linha da costa, composto por semi-grábens basculados para NNW (norte-noroeste).

O embasamento pré-cambriano da Bacia Sedimentar de São Paulo inclui-se no Cinturão de Dobramentos Ribeira (Hasui Y. e., 1981), formado por rochas metamórficas, migmatitos e rochas granitoides. Os depósitos sedimentares da bacia correspondem às seguintes unidades litoestratigráficas: Formação Resende, Formação Tremembé, Formação São Paulo e Formação Itaquaquecetuba, além da cobertura neogênica-quadernária (Riccomini C., 1989).

A Formação Resende é caracterizada pela presença de depósitos de sistema de leques aluviais predominando conglomerados polimíticos, brechas e diamictitos, lamitos por vezes associados a arenitos e conglomerados do sistema fluvial entrelaçado. A fácies proximal é comumente verificada na borda norte da bacia, tectonicamente ativa à época de deposição destes sedimentos, onde podem alcançar mais de 200 m de espessura. Os lamitos têm expressiva ocorrência dentro da unidade, principalmente em superfície. Os contatos superiores se dão com as formações São Paulo e Tremembé, os quais são interdigitados. Os depósitos fanglomeráticos da Formação Resende são relacionados com a abertura do Rift Continental do Sudeste Brasileiro e com o desenvolvimento de leques aluviais (Riccomini & Coimbra, 1992).

A Formação São Paulo corresponde a depósitos de sistema fluvial meandrante, sendo constituída por duas litofácies principais. A primeira litofácies é composta por arenitos grossos, conglomeráticos, com granodrecrescência ascendente para siltitos e argilitos. Os depósitos pelíticos de topo são estratificados e laminados, de coloração marrom-escuro a preto e ricos em matéria orgânica. São depósitos de canais meandranes, com os sedimentos finos representando prováveis lagoas oriundas da migração e abandono de canais. A segunda litofácies é constituída por arenitos de granulação média a grossa, com granodrecrescência ascendente para sedimentos arenosos progressivamente mais finos, até siltitos e argilitos. Estes depósitos são correspondentes a eventos de rompimento de diques marginais (Riccomini & Coimbra, 1992).

Segundo Riccomini & Coimbra (1992), crostas e concreções limoníticas, com espessuras variáveis, são frequentes na interface entre sedimentos argilosos e arenoso da Formação São Paulo.

A cobertura quaternária é composta por depósitos coluviais, aluviais e tecnogênicos. São denominados depósitos coluviais o conjunto representado por stone line e o horizonte argiloso situado geralmente acima desta feição. Os depósitos tecnogênicos são formados pelo resultado de atividade humana, como aterros. Os depósitos aluviais constituem-se, da base para o topo da camada, por conglomerado formado por seixos e blocos de quartzo e quartzito, sobrepostos por areias médias com estratificações cruzadas acanaladas, seguidos por sedimentos areno-argilosos turfáceos (Takiya, 1997).

Por meio da análise dos perfis de sondagem, da correlação com ensaios SPT e da revisitação dos testemunhos armazenados por meio da análise macroscópica (tátil e visual), o perfil litológico da área de interesse foi interpretado como a sobreposição da Formação Resende, Formação São Paulo e coberturas quaternárias, as quais possuem características aluvionares de afluentes do Córrego Moringuinho, que desagua no Rio Tamanduateí.

4 ANÁLISE DOS TESTEMUNHOS DE SONDAÇÃO E CONSTRUÇÃO DO BANCO DE DADOS

O modelo conceitual da geologia local estabeleceu comunicação com a realidade do projeto atual durante a visita ao armazém de testemunhos de sondagem da Estação São Joaquim, no dia 19 de março de 2024. Tais testemunhos são oriundos das investigações realizadas para embasar o projeto de interligação da Estação São Joaquim com a Linha 6 – Laranja. Por meio da análise macroscópica (tátil e

visual) dos testemunhos armazenados, pode-se entender e confirmar o empilhamento estratigráfico local e tecer hipóteses mais específicas sobre os respectivos ambientes deposicionais e padrões geométricos de seus depósitos sedimentares.

A análise dos testemunhos de sondagem em conjunto com os registros de ensaios de sondagem a percussão é ilustrada na Figura 2.



Figura 2. Análise tátil visual dos testemunhos de sondagem.

A transformação dos perfis individuais de sondagem no banco de dados adequado para a modelagem consiste em um processo de três etapas: 1) o tabelamento das descrições litológicas e seus respectivos limites superiores e inferiores; 2) a classificação das litologias descritas conforme o padrão de fácies utilizado pela Companhia do Metropolitan de São Paulo; e 3) a formatação dos dados na estruturação de entrada para o Leapfrog®.

O tabelamento das informações contidas nos arquivos dos perfis individuais de sondagem, em formato .pdf ou .dwg, é uma atividade manual e, portanto, mais susceptível à erros. Eventuais erros de digitação são encontrados e corrigidos por meio de uma rotina de duas revisões, por profissionais distintos, para o controle de qualidade das tabelas.

5 MODELAGEM IMPLÍCITA TRIDIMENSIONAL

A modelagem implícita de sistemas sedimentares complexos é iniciada pela separação dos principais pacotes com predominância de uma granulometria específica. No caso deste estudo, utilizou-se as denominações “fácies arenosa” e “fácies argilosa”, comumente empregadas na literatura técnico-científica sobre a Bacia São Paulo, para distinguir os pacotes francamente arenosos e francamente argilosos, respectivamente.

As litologias identificadas na área de estudo foram subdivididas em 1) Formação Resende, 2) Fácies Argilosa Inferior da Formação São Paulo, 3) Fácies Arenosa Central da Formação São Paulo, 4) Fácies

Argilosa Central da Formação São Paulo, 5) Fácies Argilosa Superior da Formação São Paulo.

Assumindo a premissa de que estas fácies representam ambientes deposicionais distintos, as camadas, lentes e feições de menor escala foram modeladas no interior de suas respectivas fácies, sem interceptar as fácies do entorno. A conexão entre os intervalos interpretados como pertencentes à mesma camada ou lente foi realizada por meio da atribuição de sufixos no ID de litologia do intervalo, classificando os diferentes estratos de uma mesma litologia.

Ao fim do processo, levando em conta repetidos ajustes e melhorias, o modelo geológico tridimensional apresentou a conformação que é descrita a seguir. A porção inferior do modelo corresponde à Formação Resende, que é composta predominantemente por argilas siltosas pouco

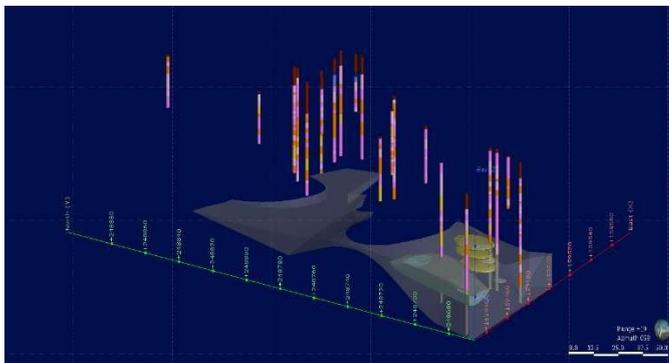


Figura 3. Modelagem da Formação Resende

arenosas (4Ag₁) com uma lente extensa de argila arenosa pouco siltosa com pedregulhos (4Ag₂) e pequenas lentes de areias argilosas e siltosas (4Ar₁ e 4Ar₂), como apresentado na Figura 3.

Na sequência, encontra-se o pacote francamente argiloso basal, denominado Fácies Distal Inferior da Formação São Paulo, composto predominantemente por 3Ag₁, argila siltosa pouco arenosa, e populado por diversas lentes de fácies argilas arenosas (3Ag₂) e areias (3Ar₁ e 3Ar₂), como se observa na Figura 4.

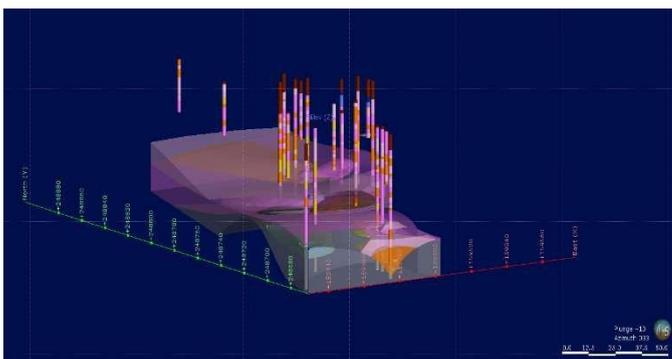


Figura 4. Modelagem da Fácies Distal Inferior da Formação São Paulo.

Sobreposto a este conjunto, encontra-se o conjunto de fácies arenosa denominado conjunto de fácies arenosa central da Formação São Paulo, composto predominantemente por 3Ar₁, areia fina a média argilosa, com uma espessa camada de 3Ar₂ no limite oeste do modelo e populado por diversas lentes de fácies argilosas (3Ag₂ e 3Ag₁), como se observa na Figura 5.

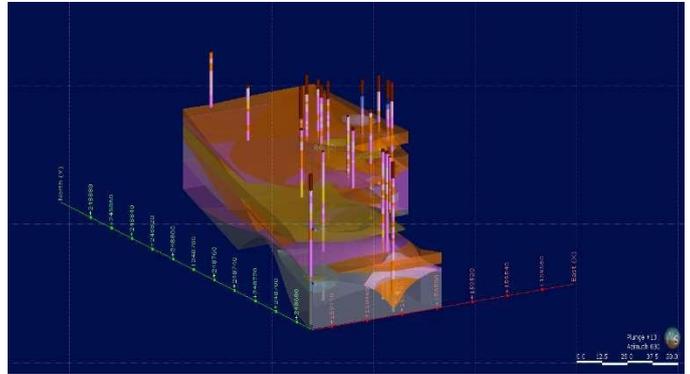


Figura 5. Modelagem da Fácies Proximal Central da Formação São Paulo.

Sobreposto ao conjunto de fácies arenosa, encontra-se o conjunto de fácies argilosa denominado conjunto de fácies argilosa central da Formação São Paulo, composto predominantemente por 3Ag₁, argila siltosa pouco arenosa, e populado por diversas lentes de fácies argilas arenosas (3Ag₂) e areias (3Ar₁ e 3Ar₂), como se observa na Figura 6.

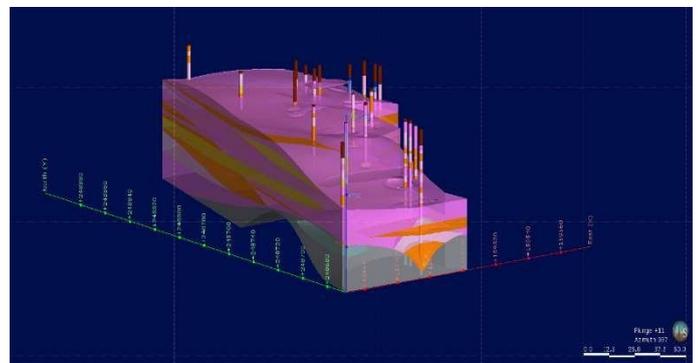


Figura 6. Modelagem da Fácies Distal Central da Formação São Paulo.

Na posição superior do perfil litológico da área, encontra-se um conjunto de fácies argilosas da Formação São Paulo, denominado conjunto de fácies argilosa superior, e depósitos aluvionares bastante restritos à área do Edifício Técnico Operacional (ETO). O conjunto de fácies argilosa superior da Formação São Paulo é composto predominantemente por 3Ag_{p1}, argila siltosa pouco arenosa e porosa, e populado por diversas lentes de fácies argilosas (3Ag₁ e 3Ag₂) e arenosas (3Ar₁ e 3Ar₂).

Os depósitos aluvionares são detectados somente nas sondagens SP-103 e SP-1601, não havendo continuidade detectada nas sondagens próximas como a SP-102 e SP-101^a, como se observa na Figura 7. Acredita-se que este canal aluvionar siga a

orientação NE-SW, corroborando com a direção inferida dos afluentes do córrego do Glicério

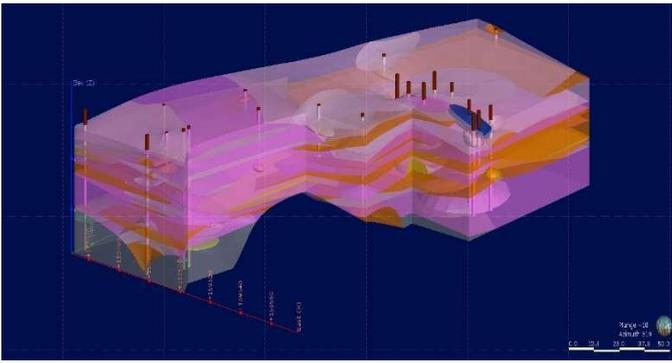


Figura 7. Modelagem da Fácies Distal Superior da Formação São Paulo.

6 CONCLUSÕES

A modelagem implícita mostrou-se mais eficaz que a modelagem tradicional para casos complexos, como o tratado neste estudo. O resultado alcançado neste estudo tem uma maior riqueza de detalhes e foi executado em um prazo inferior à maioria das modelagens tradicionais bidimensionais executadas para a mesma aplicação.

A comparação com as seções geológicas prévias é um importante critério para o controle de qualidade da modelagem, entretanto, deve-se considerar o caráter tridimensional do processo de modelagem implícita, que apresenta lentes formadas por informações de sondagens não necessariamente presentes na seção.

Observa-se, na Figura 8, a melhor correlação entre os perfis individuais de sondagem e os resultados da modelagem tridimensional implícita, em detrimento à elaboração de seções bidimensionais à maneira tradicional. Este resultado se deve ao tempo substancialmente menor em que o algoritmo FastRBF™, para o ajuste de modelos matemáticos de um grande conjunto de dados tridimensionais, é capaz de processar as interpretações geológicas ao se comparar com o tempo de desenhos manuais para interpretações nos softwares de desenho técnico convencionais.

A redução dos esforços empregados em desenhos manuais para os testes de interpretação e permite o foco da equipe na elocubração do modelo conceitual da geologia local e na representação fidedigna deste no modelo tridimensional.

A modelagem implícita possibilita a atualização automática do modelo com a entrada de novas sondagens. Na prática, esta característica significa que o modelo pode ser atualizado após cada nova sondagem e se tornar uma ferramenta do cotidiano da equipe. O processo de modelagem pelo software Leapfrog® é integralmente auditável e editável, corroborando com o registro das decisões técnicas e a possibilidade de alterações nas interpretações.

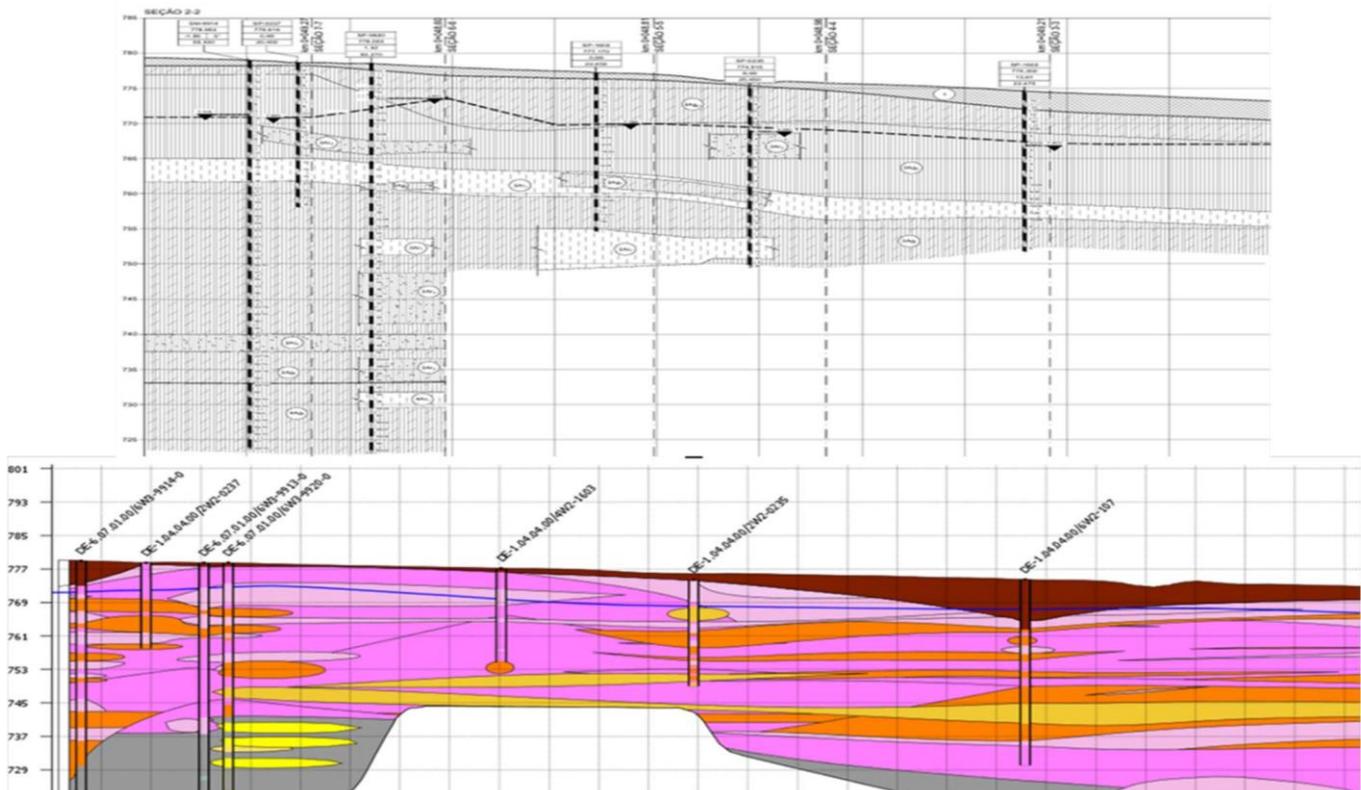


Figura 8. Comparação entre seção tradicional e seção extraída da modelagem implícita.

7 REFERÊNCIAS

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (MOVESP). (2015). Relatório Geológico-Geotécnico - Linha 6 - Estação São Joaquim. São Paulo.

CPRM - RIGEO. (2006). Mapa Geológico do Estado de São Paulo. São Paulo.

Hasui, Y. e. (1975). The Ribeira folded belt. Revista Brasileira de Geociências, v. 5, n. 4,, pp. p. 257-266,.

Hasui, Y., Dantas, A., Carneiro, C., & Bistrichi, C. (1981). O embasamento Pré-Cambriano e Eopaleozóico em São Paulo. Mapa Geológico do Estado de São Paulo. Pró-Minério, IPT. Vol. 1, pp. 12-41.

Riccomini, C. (1989). O Rift Continental do Sudeste do Brasil. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo.

Riccomini, C., & Coimbra, A. M. (1992). Geologia da Bacia Sedimentar. Em A. Negro Jr., Solos da Cidade de São Paulo (pp. 37-94). São Paulo: ABMS/ABEF.

TAKIYA, H. (1997). Estudo da sedimentação Neogênico-Quaternário no município de São Paulo: caracterização dos depósitos e suas implicações na geologia urbana. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

Digitalization of Discrete Fracture Networks in Rock Tunnels for Intersection Analysis Using Parametric Modeling

L. B. Machado & B. L. Poncetti & M. M. Futai

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

P. P. Cacciari & G. G. de Magalhães

Polytechnique Montréal, Montreal, Canadá

ABSTRACT: Advancements in Industry 4.0 have introduced innovative tools for digitalizing fractured rock masses, essential for understanding tunnel stability and optimizing excavation designs. This study presents a framework that integrates geological field data with advanced modeling techniques to generate digital fracture networks (DFNs) in rock masses. Geological mapping using Terrestrial Laser Scanning (TLS) identified three joint sets with distinct characteristics. A FISH script automated stochastic DFN generation per meter of tunnel and calculated Oda's crack tensor invariants (I_1 and I_2) to identify critical cracking scenarios. This approach enabled the efficient analysis of thousands of scenarios, revealing insights into anisotropy and volumetric fracture intensity. Additional scripting addressed boundary limitations in 3DEC, reconstructing DFNs and exporting models for parametric intersection analysis. Results highlighted highly fractured zones, particularly in the tunnel roof, aiding in identifying susceptible areas. The methodology demonstrates reliability for designing excavation orientations, back-analyzing field data, and advancing digital modeling in rock mechanics.

1 INTRODUCTION

Tunnels are critical infrastructures inherently connected to the fabric of the surrounding rock mass. The geological characteristics of the material significantly influence the the tunnel lining and the structural behavior, presenting challenges during both construction and operation phases. These challenges stem from the complex interactions between tunnel excavation and the fracture network. The rock mass consists of intact and weathered rock, combined with a network of joints formed by historical geological events in the area (Farrokh & Rostami, 2009; Li et al., 2010).

To simulate these interactions, fracture networks are often modeled using the Discrete Element Method (DEM), which is well-suited for representing discontinuities in rock masses. The Discrete Fracture Network (DFN) model is widely used to characterize fractures in geological environments and plays a key role in understanding rock mechanics for applications

in mining, petroleum, and geotechnical engineering, among other fields. In this study, the Itasca software 3DEC 9.0 was used to generate DFNs. FISH scripting was employed to control the generation process and to calculate the crack tensor using Oda's analytical formulation (1982), which provides a mathematical representation of crack distribution in rock masses.

The advancements brought by Industry 4.0 have introduced innovative tools that enhance the management of infrastructure assets. Techniques such as procedural and parametric modeling enable greater precision, flexibility, and control in the design process by allowing detailed customization of input and output properties. These advancements contribute to the creation of digital replicas of physical assets, commonly referred to as Digital Twins (Futai et al., 2024; Machado & Futai, 2024). This methodology relies on computational simulations to solve physical problems through mathematical equations (Machado et al., 2024; Roudsari & Pak, 2013). Digital Twin technology is increasingly applied in structural

engineering, where it supports performance analysis, design optimization, and infrastructure modeling. A high Level of Development (LoD) is required for various applications in this context (Mafipour et al., 2023).

This paper aims to integrate the probabilistic generation of DFNs using the DEM approach in 3DEC, the analytical solution for calculating the crack tensor proposed by Oda (1982), and parametric modeling techniques. The objective is to create a digital representation of critical rock mass scenarios. Using Rhinoceros and its Grasshopper plugin, we developed a parametric model to produce a digital replica of tunnel structures. This framework is based on geological mapping of a real tunnel outcrop in Brazil, with the ultimate goal of creating a digital replica of the rock mass environment for asset management.

2 METHODOLOGY

The proposed methodology uses geological mapping of rock mass discontinuities to identify joint groups and generate stochastic DFNs. The Oda crack tensor is calculated for each probabilistic generation, performed 100 times per meter of tunnel length. Field investigations provide critical input parameters, including fracture diameter (D), Fisher parameters (dip, dip direction and density, K), and volumetric fracture intensity (P₃₂) for each joint family. This mapping is conducted through consecutive observation windows along the tunnel outcrop, analyzing the size, orientation, and intensity of the joint sets.

The analytical representation of discontinuity distributions in the rock mass was implemented using FISH scripting, based on Oda's crack tensor approach outlined in 1982. The main objective is to provide a practical description of fracture intensity (Oda, 1982; Oda et al., 1986; Jing and Stephansson, 2007). The crack tensor, expressed in full form in Eq. 1, was developed to calculate and describe fracture density and orientation in a directional manner.

$$F_{ij} = \frac{\rho \nu_m}{4} \int_0^{\nu_m} \int_{\Omega} D^3 n_i n_j E(n, D) d\Omega dD \quad (1)$$

$(i, j = x, y, z)$

The inputs for the formulation in the equation are defined as follows: D represents the fracture diameter, and Ω is the solid angle corresponding to the entire surface of a unit sphere. A density function E(n,D) is employed to represent the statistical distribution of n. The parameter ρ is the volumetric density of cracks, defined as the ratio of the number of cracks ($m^{(v)}$) whose centroids lie within a volume V. Once all these

characteristics are determined and incorporated into the equation, and using the DEM along with functions to calculate each property for the fractures, the equation can be expressed as a summation, as shown in Eq. 2.

$$F_{ij} = \frac{1}{V} \sum^{m^{(v)}} 2\pi r^2 n_i n_j \quad (2)$$

$(i, j = x, y, z)$

The invariants of the tensor were introduced during the development of the crack tensor concept to characterize the geometric properties of fractured rock masses. The first invariant, I₁, can be compared to porosity in a fractured rock mass, where an increase indicates a rock with higher void content due to a greater number or larger dimensions of fractures. The second invariant, I₂, captures the interaction between the principal directions of the crack tensor, describing the anisotropy of the fractured rock fabric (Eq. 3 and 4).

$$I_1^{(F)} = F_{11} + F_{22} + F_{33} \quad (3)$$

$$I_2^{(F)} = F_{11} F_{22} + F_{22} F_{33} + F_{33} F_{11} - (F_{12} F_{21} + F_{23} F_{32} + F_{13} F_{31}) \quad (4)$$

Geological field mapping and joint set analyses in the rock mass provide stereograms, which are essential input data for generating fracture distribution models using the DFN method, a widely applied approach (Cacciari & Futai, 2017). The DFN model was implemented using FISH scripting within 3DEC (Itasca™, 2024). The geometrical properties of the discontinuities are described by probability density functions derived from field outcrop analyses (Figure 1). The primary objective is to generate stochastic scenarios for the identified joint families in an underground tunnel environment.

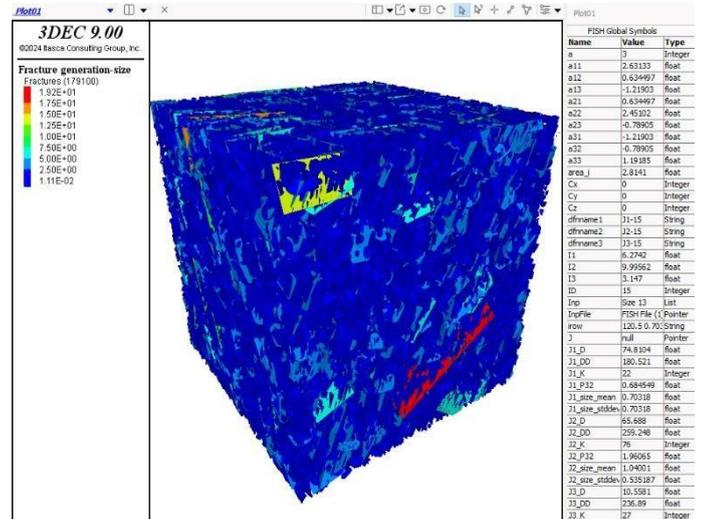


Figure 1. Discrete Fracture Network generate and FISH calculated parameters in 3DEC for field geological mapping

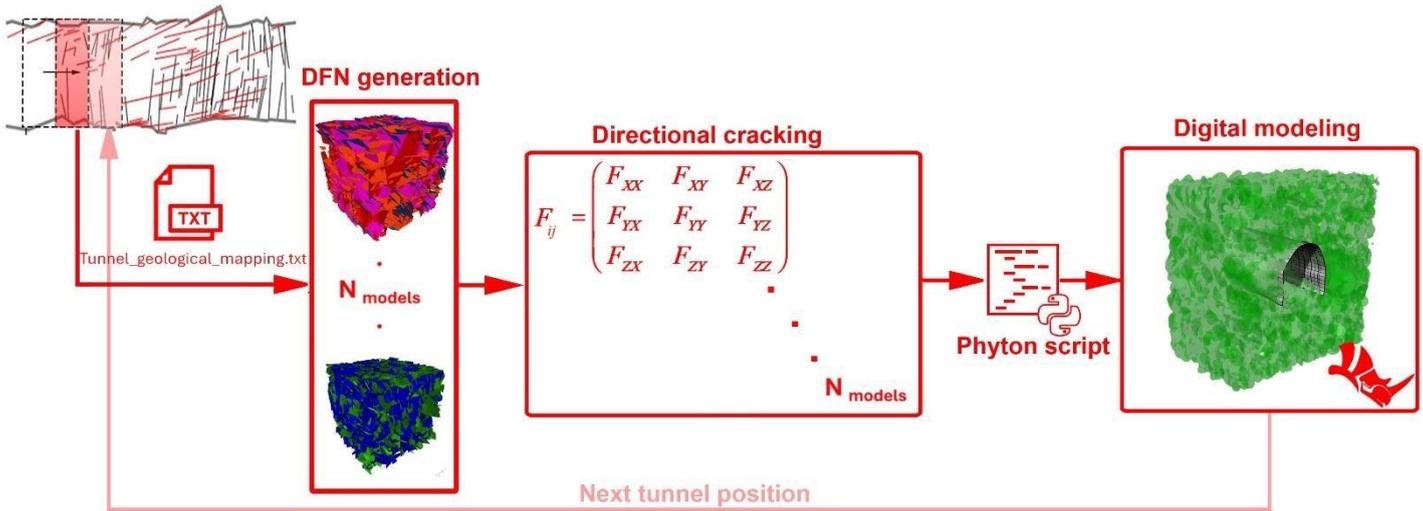


Figure 2. Proposed framework for generate the rock mass digitalization in Tunnel

A scale test was performed to calibrate the model size and its parameters, defined as a cube with a length of 40 meters. The coding utilized an input *.txt field data file to implement a looping framework for generating consecutive scenarios to calculate the directional cracking tensor. The factor for different scenarios was defined as the number of loop iterations, set to 100 (N_{models}). The connection between 3DEC and the parametric modeling in Rhinoceros was established using Python code, which took the exported critical scenario and regenerated the fracture network in *.stl format, this procedure avoids problems with the consecutive generation in 3DEC, where the fractures are cut by model boundary. The final framework presented in Figure 2

The methodology was applied to a 10-meter tunnel segment, main fractured length in geological mapping, where the crack tensor and its invariants were calculated across 100 stochastic scenarios. Each scenario was defined by a generation seed to control fracture characteristics, with the highest values identifying critical stages. A custom script was developed to generate critical scenarios along the tunnel length. The diameter, orientation, and position of each joint were exported to a .txt file and processed using Python to regenerate the fractures in *.stl format, serving as input for DFN modeling in Rhinoceros.

3 RESULTS AND DISCUSSION

Geological mapping of the tunnel was conducted using a FARO Focus 3D X330 scanner to enhance precision. Three joint set families were identified in the analysis region. The first set, F_1 , consists of fractures intersecting the tunnel axis perpendicularly, present along the entire analysis length, with a Fisher K value of approximately 21 and a mean diameter of 0.72 m. The second set, F_2 , includes the largest diameter fractures (0.90 m) and has the highest Fisher K value (62), also spanning the entire section. F_2 was

identified as the primary joint set influencing the crack distribution, intersecting the tunnel on the right wall. The third set, F_3 , is present only in the first half of the tunnel analysis length, with a Fisher K value of 22 and a mean diameter of 0.57 m, oriented perpendicularly to the tunnel axis.

Using the geological mapping as input, a FISH code was developed and applied to generate complete DFNs for each scenario and calculate the crack tensor along with its respective invariants. The models were analyzed to identify the critical scenario for each tunnel position (Figure 3). The mean values of the invariants across the 100 generated DFN scenarios were graphically presented in Figure 3. The objective is to understand the tunnel's fracture network, identify susceptible positions, and determine the critical scenarios within the stochastic generation process.

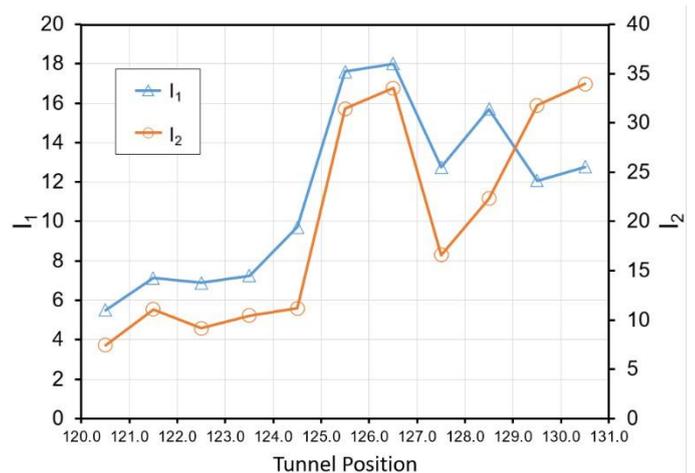


Figure 3. Crack tensor mean invariants for the tunnel analysis length

Figure 3 illustrates the variation in volumetric and anisotropic behavior of fractures along the tunnel. Between positions 124.5 and 125.0 m, a significant increase is observed, which persists in subsequent positions. This increase is primarily influenced by the fracture diameter in joint-set F_2 . The volumetric

fracture intensity highlights this bias, with F2 presenting the highest mean value of 2.14 [1/m], while the other joint sets do not exceed a unit. The invariants I_1 and I_2 exhibit similar behavior across most analyzed positions; however, between positions 128.5 and 129.5 m, discrepancies arise due to anisotropy interference from the non-diagonal components and the expressive reduction in F_{xx} , crack tensor component. These values reflect the influence of fracture orientation and distribution across different directions.

In the next stage, the cycle of scenarios was analyzed, and the critical setups responses are presented in Tables 1.a and 1.b. Each critical scenario was controlled using the *model random* command in 3DEC FISH to manage the generation seed. This specific identification for each critical scenario was then used to develop a new code for generating the critical DFN, representing the crack distribution in the tunnel rock mass. The highest values for I_1 and I_2 were observed at positions 125.5 m and 130.5 m, respectively. It is noteworthy that, while these peak values differ, the overall behavior of the invariants is similar across most of the analyzed structure.

Table 1.a. Critical DFNs crack tensor components

<u>Tunnel Position</u>	F_{xx}	F_{yy}	F_{zz}	F_{xy}	F_{xz}	F_{zy}
120.5	2.63	2.45	1.19	0.63	-1.22	-0.79
121.5	3.82	1.96	1.59	0.77	-1.76	-0.84
122.5	4.12	1.49	1.39	0.76	-1.84	-0.74
123.5	4.30	1.59	1.48	0.78	-1.91	-0.78
124.5	6.78	1.17	1.88	1.27	-3.02	-0.83
125.5	14.14	1.99	3.32	2.52	-6.10	-1.54
126.5	13.60	2.25	3.24	2.54	-6.10	-1.64
127.5	9.27	1.59	2.34	1.77	-4.28	-1.18
128.5	11.78	1.72	3.07	2.22	-5.57	-1.43
129.5	6.10	4.47	2.13	1.17	-2.90	-1.76
130.5	6.78	3.90	2.35	1.29	-3.25	-1.84

For each critical specific seed, the input was used to generate the critical DFN for the analyzed tunnel rock mass. Unlike the previous stage, each stochastic fracture setup was generated at the designated position, with the creation boundary controlled within a generation box. The critical model was then saved, exporting the fracture centers and orientations (Figure 4). Each joint set family was generated as a specific DFN fracture group, resulting in a total of 11,371 fractures in the final configuration and 28 different groups for the critical rock mass DFN.

Table 1.b. Invariants results for critical DFNs scenarios

<u>Tunnel Position</u>	I_1	I_2
120.5	6.27	10.00
121.5	7.37	12.27
122.5	7.00	9.42
123.5	7.37	10.71
124.5	9.83	11.44
125.5	19.45	35.76
126.5	19.09	35.66
127.5	13.20	17.26
128.5	16.57	23.69
129.5	12.70	36.90
130.5	13.02	35.89

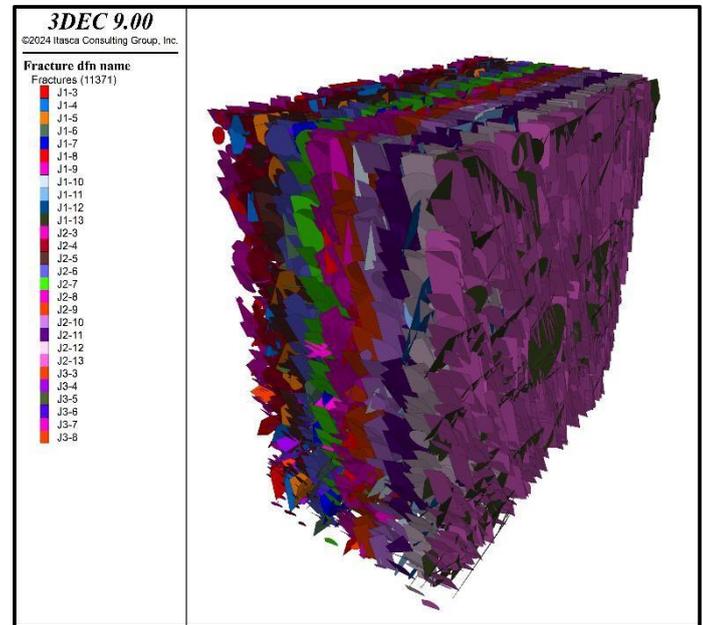


Figure 4. Critical rock mass DFN generation

The generated model was used to export the position of the center, size, and orientation of each fracture. This information served as input data for a Python script to regenerate the fracture setup. The script utilized triangulation and geometric adjustments to create the *.stl mesh for the DFN, using the matplotlib library. The exported geometry file generated by the script was then used as input for procedural modeling in the Rhinoceros environment.

The generation-box feature poses a challenge for exporting the DFN plot, as fractures are truncated at the boundary limits, as shown in Figure 4. Despite this, the exported variables list retains the size, center position, and orientation data, making the regeneration process crucial for creating the complete DFN. The export file was used as input in

Grasshopper to model the intersection between the tunnel excavation and the critical DFN in the modeling environment (Figure 5).

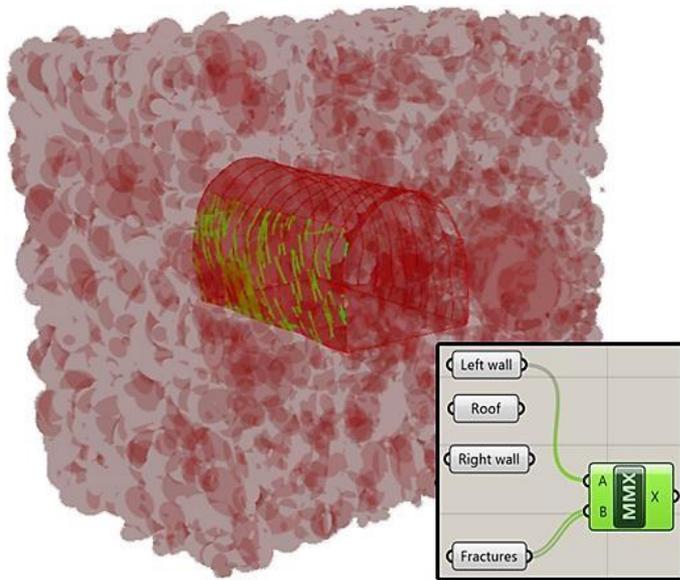


Figure 5. Parametric modeling of the tunnel for calculate intersections with the critical DFN

Figure 5 illustrates the parametric modeling process using the graphical programming language Grasshopper. The imported mesh is linked within the corresponding input box, while the tunnel excavation geometry is generated, divided into three areas: roof, left wall, and right wall and connected each one to another input box (Figure 5). An intersection operator was then applied to compute the intersections between the critical DFN rock mass and the tunnel structure (Table 2).

Table 2. Tunnel critical fracture network intersection

Tunnel zone	Number of intersections	Intersections total length (m)
Left wall	149	132.53
Roof	181	181.15
Right wall	149	136.73

The tunnel digitalization framework calculation identifies a susceptible cracking zone in the roof along the analyzed tunnel length. The methodology aligns with advancements in digital twin generation and emerging technologies within Industry 4.0. Parametric modeling demonstrated efficiency in creating the environmental model and providing control for developing a digital representation of the fracture network, underground infrastructure, and their interactions.

4 CONCLUSION

The developed framework effectively generates a digitalized critical scenario for fracture network modeling, integrating advanced structural techniques. The proposed methodology is particularly valuable for various purposes, such as back analysis using field data, identifying cracking-susceptible zones, and designing tunnel excavation orientations when fracture data from the excavation surface is limited. It facilitates the creation of high Level of Detail (LoD) fracture networks for rock tunnel models.

The reliability of geological mapping is essential for the development of all phases of this process. The DFN generation and crack tensor invariants calculation were automated through a FISH-scripted cycle, enabling the analysis of thousands of scenarios and identifying critical values for stochastic cracking distributions in the rock mass fabric. The first invariant reflected crack volumetric intensity, while the second captured anisotropy, showing similar behavior across specific tunnel structures during the 10-meter analysis.

Critical scenarios were used to generate the final critical DFN, controlled by generation seeds to ensure consistency within a generation-box feature. This step was crucial for exporting fracture data, including center positions, sizes, and orientations, as input for a Python script to regenerate the scenario. This avoided boundary cutting issues in fracture generation within 3DEC.

In the final stage, the regenerated data in *.stl format was imported for virtualized modeling using parametric techniques. Advanced modeling was employed to intersect the excavation surface with the critical cracking DFN, identifying fractured zones within the structure. The tunnel roof was found to be the most fractured area, with 181 intersections and a total cracking length of 181.15 meters, while the walls exhibited similar levels of fracturing.

5 ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to express their gratitude to FAPESP (grant #2023/03684-0 and #2024/05478-0), CNPq (#306379/2021-0), Federal Agency for Support and Evaluation of Graduate Education (CAPES) - Finance Code 001 and the Tunnel 4.0 project in VALE Catedra Under Rail.

6 REFERENCES

Bellini Machado, L., & Massao Futai, M. (2024). Tunnel performance prediction through degradation inspection and digital twin construction. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 144. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2023.105544>

Roudsari, M. S., & Pak, M. (2013). LADYBUG: A PARAMETRIC ENVIRONMENTAL PLUGIN FOR GRASSHOPPER TO HELP DESIGNERS CREATE AN ENVIRONMENTALLY-CONSCIOUS DESIGN.

Cacciari, P. P., & Futai, M. M. (2017). Modeling a Shallow Rock Tunnel Using Terrestrial Laser Scanning and Discrete Fracture Networks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(5), 1217–1242. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1166-6>

Farrokh, E., & Rostami, J. (2009). Effect of adverse geological condition on TBM operation in Ghomroud tunnel conveyance project. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 436–446. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.12.006>

Futai, M. M., Machado, L. B., Santos, R. R., Poncetti, B. L., Bittencourt, T. N., & Gamino, A. L. (2024). Digital Twins for Condition Assessment of Railway Infrastructures. In *Digital Railway Infrastructure* (pp. 157–176). https://doi.org/10.1007/978-3-031-49589-2_8

ItascaTM. (2024). 3DEC Itasca Consulting Group Inc. (9.00).

Jing, L., & Stephansson, O. (2007). Constitutive Models of Rock Fractures and Rock Masses – The Basics (pp. 47–109). [https://doi.org/10.1016/S0165-1250\(07\)85003-6](https://doi.org/10.1016/S0165-1250(07)85003-6)

Li, S., Li, S., Zhang, Q., Xue, Y., Liu, B., Su, M., Wang, Z., & Wang, S. (2010). Predicting geological hazards during tunnel construction. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2(3), 232–242. <https://doi.org/10.3724/sp.j.1235.2010.00232>

Machado, L. B., Futai, M. M., & Cacciari, P. P. (2024). Procedural modeling with point cloud data for virtualization of tunnel infrastructures. *GeoMontréal 2024*.

Mafipour, M. S., Vilgertshofer, S., & Borrmann, A. (2023). Automated geometric digital twinning of bridges from segmented point clouds by parametric prototype models. *Automation in Construction*, 156. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2023.105101>

Oda, M. (1982). FABRIC TENSOR FOR DISCONTINUOUS GEOLOGICAL MATERIALS. Oda, M., Yamabe, T., & Kamemura, K. (1986). A crack tensor and its relation to wave velocity anisotropy in jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 23(6), 387–397. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(86\)92304-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(86)92304-1)

Oda, M., Yamabe, T., & Kamemurat, K. (1986). A Crack Tensor and Its Relation to in Wave Velocity Anisotropy Jointed Rock Masses.

Avanços do Uso da Transformação Digital em Inspeção, Manutenção, Monitoramento e Simulação Computacional na Gestão de Túneis

M. Futai & B. Poncetti & D. Ruiz & L. Assis & L. Machado & S. Suzuki & T. Silva & V. Vizini
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

L. de Oliveira

Vale S.A.

RESUMO: A Quarta Revolução Industrial, iniciada no século XXI, foi impulsionada pelo avanço das tecnologias digitais e pela crescente interconectividade dos sistemas de produção. A integração de tecnologias como Internet das Coisas (IoT), inteligência artificial (IA), big data, automação avançada e sistemas ciberfísicos, está transformando diversos setores, promovendo personalização em massa e impulsionando a inovação. No entanto, a Engenharia Civil ainda enfrenta desafios para incorporar muitas dessas tecnologias. A infraestrutura crítica, como túneis, pode se beneficiar significativamente ao adotar essas inovações. Os túneis podem ser projetados, construídos e mantidos utilizando essas ferramentas. Além disso, muitos túneis antigos estão atingindo ou excedendo sua vida útil projetada, tornando inspeções, manutenções e reparos essenciais para garantir a confiabilidade estrutural. A digitalização dos túneis permite a gestão de manutenção baseada em gêmeos digitais. Inspeções realizadas com drones autônomos, utilizando IA para identificação e classificação de patologias, permitem uma avaliação detalhada do estado do túnel. A severidade das patologias pode ser quantificada com ensaios não destrutivos, conectados via IoT ao gêmeo digital, atualizando continuamente a espessura do concreto projetado e as propriedades dos materiais. A parametrização do modelo digital permite a atualização contínua das propriedades dos materiais. O modelo geotécnico e geomecânico pode ser vinculado a dados de ensaios de laboratório, modelos constitutivos, redes de fraturas, e outras anomalias geológicas ou geofísicas. O monitoramento da integridade estrutural pode ser realizado conectando dados entre o gêmeo físico e digital, utilizando sensores estáticos, microssísmicos e dinâmicos, fibras ópticas, piezômetros e outros sensores com transmissão em tempo real para a nuvem. Uma vez que o gêmeo digital incorpora todas essas informações (que são atualizadas continuamente), é possível a realização de simulações numéricas de condições reais ou desejadas. Isso inclui revisões de resiliência a condições extremas e melhorias nas condições estruturais promovidas por reparos. A gestão de manutenção pode ser otimizada em termos de tempo e custo através de simulações. A visão filosófica apresentada neste artigo faz parte de um projeto da Cátedra Under Rail, que incorpora os avanços da era 4.0 nas pesquisas e aplicações práticas em túneis.

1 INTRODUÇÃO

As obras de infraestrutura civil constituem a maior parte dos ativos essenciais de qualquer nação e são indispensáveis para o desenvolvimento econômico.

Os túneis são uma parte importante da infraestrutura ferroviária e por isso, é necessário que haja manutenção constante e adequada para garantir a segurança e o bom funcionamento de todo o sistema. Os métodos tradicionais de inspeção e manutenção de

túneis, baseados em processos simplificados como inspeções visuais não seguem um consenso sobre quais são as melhores práticas. Os casos de acidentes, tais como o ocorrido nas obras da linha 4-amarela na estação Pinheiros (2007), e da linha 6 de metrô em São Paulo, entre outros acidentes, demonstram que esses métodos tradicionais possuem deficiências.

A Indústria 4.0 possibilita a automação de processos repetitivos, como a inspeção de túneis, que podem ser realizados de maneira eficiente e analisados com o uso de inteligência artificial. É fundamental que as obras de infraestrutura civil também aproveitem essas inovações tecnológicas, a fim de otimizar e aprimorar a realização de análises complexas, tornando os processos mais rápidos e precisos.

A tecnologia chamada de “gêmeo digital” (*digital twin*) está sendo cada vez mais explorada como uma ferramenta integradora para melhorar o desempenho de ativos por meio do aproveitamento de técnicas computacionais. O gêmeo digital consiste em uma entidade física, uma contraparte virtual e as conexões de dados entre elas (Jones et al., 2020). Ela baseia-se na adoção das mais modernas tecnologias e modelos computacionais avançados para replicar o estado de gêmeo físico e realizar previsões ou simulações sobre seu comportamento.

A aplicabilidade do gêmeo digital é bastante ampla, sendo bastante utilizada na indústria aeroespacial e automotiva. Da mesma forma, essa tecnologia poderia ser aplicada em túneis como uma ferramenta para aprimoramento contínuo das informações de diagnóstico. Ao permitir intervenções no momento adequado, o gêmeo digital ajuda a prevenir degradações excessivas, evitando custos elevados com reparos, além de possibilitar a preservação ou até a extensão da vida útil da obra. Contudo, as atividades atuais relacionadas aos gêmeos digitais ainda estão em fase embrionária na construção civil.

Este artigo apresenta os avanços da era 4.0 nas pesquisas e aplicações práticas em túneis, dentro do contexto do projeto “Tunnel 4.0” da Cátedra Under Rail. Esses avanços incluem Inspeções realizadas com drones autônomos com o auxílio de inteligência artificial para identificar e classificar patologias, parametrização do modelo digital do túnel para atualização de informações de forma contínua, simulações avançadas, monitoramento da integridade estrutural com soluções IoT que transmitem informações em tempo real coletadas por sensores estáticos, microscópicos, dinâmicos, fibras ópticas, entre outros.

2 INSPEÇÃO DE TÚNEIS

Via de regra a inspeção de túneis sempre foi desenvolvida na subjetividade dos profissionais responsáveis pelo ativo, de acordo com a percepção empírica das equipes, sem registros históricos ou uniformização das rotinas, repetindo práticas que não acompanharam o desenvolvimento tecnológico (Machado e Futai, 2024).

Somado a isto, o envelhecimento de estruturas exige padrões globais de segurança para campanhas de inspeção e manutenção de túneis. (Lee et. al., 2023). Implementar uma inspeção mais eficaz e sistema de monitoramento usando as tecnologias mais recentes poderia ajudar muito na decisão para a manutenção das infraestruturas dos túneis (Ankang Ji et. al., 2023).

2.1 Inspeção com drone autônomos e IA

A aplicação de drones e a fotogrametria aérea tem se mostrado altamente eficaz para inspecionar ativos de infraestrutura.

A realização de inspeção virtual de túneis realizada em um modelo “*as-is*” criado com fotogrametria de drone possibilitou melhoria de 4 vezes na precisão e 1,5 vezes na acurácia de detecção de patologias, quando comparada com a inspeção tradicional aplicada atualmente para classificar integridade de estruturas de túneis (Tabela 1).

Tabela 1 – Comparação entre Inspeção fotogramétrica baseada em drone x Inspeção Visual tradicional.

Parâmetro	Inspeção fotogramétrica baseada em drone	Inspeção tradicional visual	OBS
Tempo de inspeção	35 min.	130 min.	Apenas parte de campo
Precisão	73%	18%	Habilidade de detectar
Acurácia	98%	63%	Habilidade de classificar

Além da notória melhoria na precisão e acurácia da inspeção, a aplicação de fotogrametria com drones na inspeção de túneis, permite a extração de características de cores e formas exatamente como se encontram no ativo no momento da inspeção, garantindo um registro fidedigno do histórico do ativo. (Figura 1).

A virtualização do ativo de infraestrutura permite ainda a aplicação que favorece o uso de inteligência artificial uma vez que permite aplicação de técnicas de visão computacional, a partir da digitalização do ativo, podendo esta ser executada com ferramentas que dotem o equipamento com autonomia de escolher a própria trajetória e detectar padrões de interesse do

inspetor, como por exemplo a identificação de patologias no revestimento.



Figura 1 - Vista texturizada do modelo 3D do túnel reconstruído a partir de fotogrametria com drone.

Alguns obstáculos ainda são encontrados na aplicação de drones em ambientes com precariedade de iluminação e ausência de sinal GNSS. Diante desse contexto, um drone experimental, o protótipo T650 (Figura 2), foi desenvolvido para executar navegação autônoma em ambientes subterrâneos. Utilizando tecnologia lidar/SLAM, o equipamento é capaz de navegar em ambientes que não tem sinal de GNSS, além de possuir LED's que equalizam a iluminação do ambiente, propiciando a coleta da informação útil durante a inspeção.



Figura 2 – Imagem do protótipo T650 em teste no túnel.

No projeto experimental do drone autônomo T650, há também um algoritmo de inteligência artificial, que é capaz de detectar de maneira automática as patologias no revestimento do túnel. Uma rede neural baseada em Yolo processa a informação e gera um relatório contendo coordenadas e identificação da patologia que é então armazenado no sobre o modelo 3D, num processo de retroalimentação a cada nova inspeção (Figura 3).

2.2 Ensaios Não Destrutivos na Inspeção

A maioria das práticas de inspeção são baseadas apenas em defeitos visíveis, no entanto, diversos problemas podem estar escondidos na subsuperfície, como vazios, deslocamento do concreto, corrosão, espaçamento excessivo das armaduras,

desprendimento de blocos etc. Além de que comumente há uma falta de registro adequado do projeto executado (“*as-built*”), principalmente para túneis mais antigos, dificultado sua adequada avaliação.

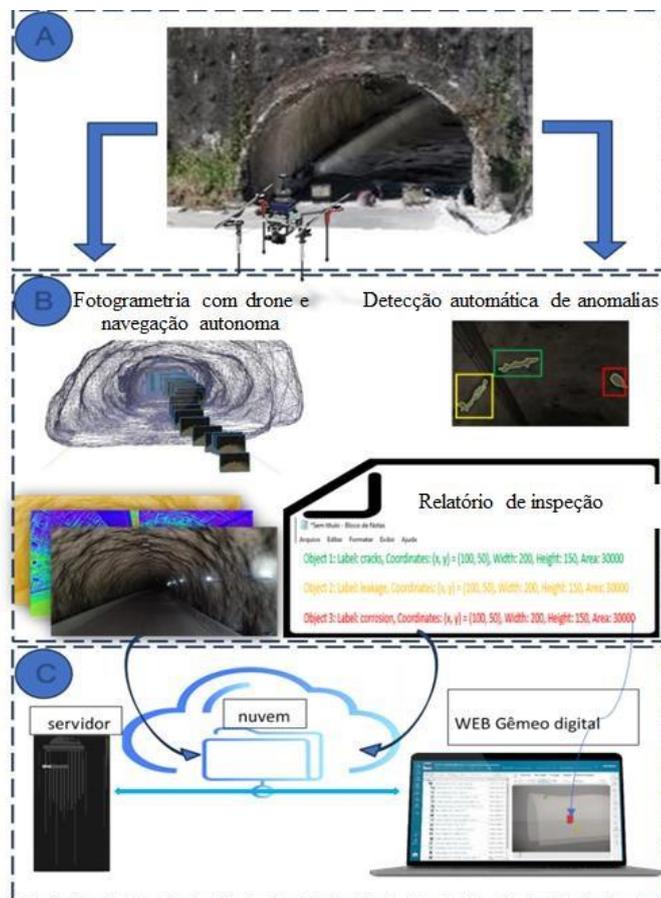


Figura 3 – Sistema autônomo de inspeção integrado ao gêmeo digital.

A utilização de Ensaios Não Destrutivos pode auxiliar na reconstrução da estrutura do túnel conforme ele é, podendo ser possível a criação de modelos “*as-is*” que mostre a real configuração estrutural e a localização de possíveis patologias na subsuperfície. Métodos como Ground Penetration Radar (GPR), Impacto Eco, Pulso-Eco Tomografo (Figura 4) podem ser aplicados tanto para a definição estrutural do túnel (Alani et al., 2018; Zhang et al., 2019), gerando dados sobre sua estrutura executada, bem como podem ser empregados nos ciclos de inspeção rotineiras e especiais para identificação e avaliação de patologias (Yao et al., 2018; Dawood et al., 2018; Poncetti et al., 2024).

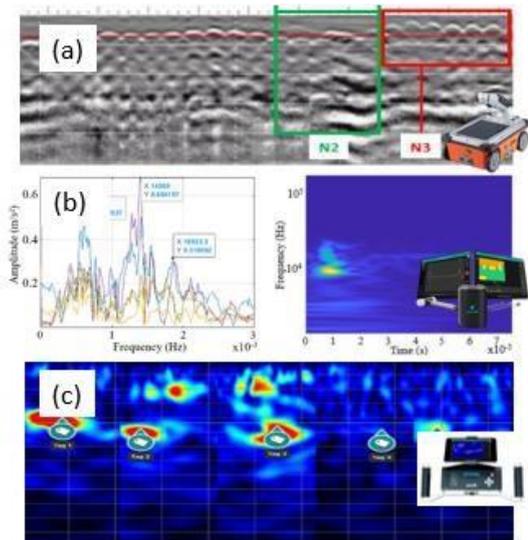


Figura 4 – Métodos não destrutivos. (a) Radargrama de GPR em tunel em concreto projetado. (b) Estudo de aderência de concreto com Impacto Eco. (c) Interface concreto/rocha com Pulso Eco Tomógrafo.

2.3 Iteração inspeção e Gêmeo Digital

Utilizando estratégias de gestão de informações e soluções IoT os dados de inspeção autônomas com drones, inspeções visuais e inspeções com métodos não destrutivos podem se comunicar com bancos de dados a fim de alimentarem modelos digitais iterativos (Figura 5).



Figure 5 – Apresentação de resultados de inspeção no Gêmeo Digital.

Os Gêmeos Digitais são soluções de gestão que podem interagir com bancos de dados heterogêneos, com informações em diferentes formatos, sendo essencial a camadas de fusão capaz de gerar dados úteis aos gestores do ativo (Futai et al., 2024, Yu et al., 2022). Para a integração de informações de campo ao modelo digital é essencial a definição de um sistema de documentação que contemple um método de locação integrado ao modelo, assim é possível adicionar informações localizadas, criando modelos mais realistas do “as-is” do tunel.

O projeto Tunnel 4.0 busca utilizar soluções IoT a fim de integrar informações de forma automatizada ao banco de dados de gêmeos digitais. Soluções IoT como o Impacto Eco Pundit PI8000 e Tomógrafo Pundit PD 8000 são usados com a finalidade de inspeções especiais para avaliação de vazios, deslocamento do concreto e estimativas de espessuras de camadas de concreto. E estratégias para

dispositivos sem conectividade com a internet são criadas com sistemas de documentação direcionados a alimentar o Gêmeo Digital. Como exemplo o GPR MiniLXT Structure Scan é usado para auxiliar na reconstrução do modelo “as-is” do tunel com dados integrados ao modelo digital.

A utilização de um sistema de documentação integrado a um sistema de locação possibilita análises globais integrando informações de diferentes dispositivos em uma mesma visualização. Com a iteração entre os dados e modelos paramétricos (Seção 5) é possível tanto a criação de modelos “as-is” mais realistas como a representação de resultados com uma visão global da estrutura (Figura 6).



Figura 6 – Exemplo de apresentação de resultados.

3 INSTRUMENTAÇÃO DE TÚNEIS

Técnicas tradicionais de avaliação destrutiva localizada e sistemas de monitoramento tradicional possuem limitações, tais como a interrupção do trânsito para a instalação de sensores e a avaliação apenas de partes ou seções específicas do tunel.

Uma instrumentação abrangente de estruturas subterrâneas para o monitoramento de parâmetros críticos de forma contínua resulta em um alto nível de segurança (Bhalla et al., 2005). Soluções modernas que permitam manter o tunel em funcionamento normal e, analisar a integridade da infraestrutura continuamente, é benéfico para a redução dos custos de manutenção, já que os custos de correções tendem a ser mais dispendiosos se comparado aos custos de prevenção.

3.1 Monitoramento de Integridade Estrutural

O foco principal do monitoramento de integridade estrutural, ou SHM, tem sido o desenvolvimento de técnicas não destrutivas baseadas na análise da resposta vibratória da estrutura (Wang e Chan, 2009). A resposta dinâmica é monitorada, registrada e analisada para avaliar danos estruturais e tomar decisões sobre a saúde da estrutura (Wu e Jahanshahi, 2020). O princípio básico consiste na extração de um “padrão de vibração” do espectro de resposta e, em seguida, na aplicação de um método de reconhecimento de padrões para comparar o padrão atual com o da condição de referência (ou seja, sem

danos). Além disso, com o aumento do uso da Inteligência Artificial (IA), algoritmos de aprendizado de máquina, particularmente de aprendizado profundo, tornaram-se amplamente usados na detecção de danos, alcançando desempenhos significativo (Avci, et al., 2021). A Figura 7 mostra o esquema de detecção de danos no túnel utilizando as vibrações.

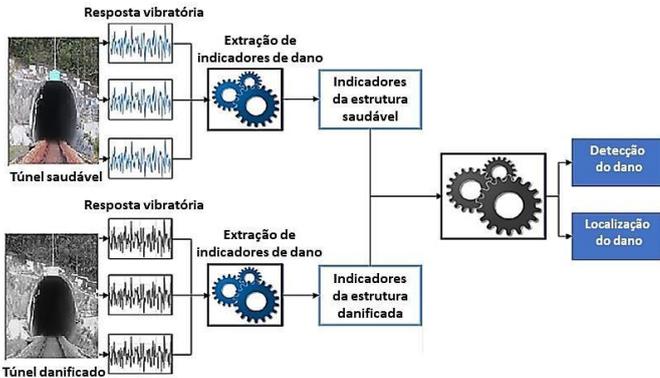


Figura 7: Esquema do método de detecção de danos no túnel baseado em vibrações.

A adoção de Internet das Coisas (IoT) no sistema de monitoramento, auxilia a coleta de dados de forma remota e em tempo real, o que garante segurança e gestão inteligente. No caso de medições dinâmicas, surge um desafio devido às elevadas taxas de coleta, o que resulta em um grande volume de dados registrados. Para isso é essencial adotar computação na borda, um tipo de arquitetura de TI onde os dados registrados são processados e armazenados na borda da rede, diminuindo assim a latência gerada pela distância da rede à fonte dos dados.

O cRIO-9049 é um controlador embarcado robusto, de alto desempenho e personalizável, comercializado pela *National Instruments*, que possibilita o desenvolvimento de códigos em linguagem LABVIEW para serem embarcados no controlador, e assim realizar o tratamento dos dados no local. Um modelo mais antigo, já foi utilizado para medições de vibração em um túnel na China (Li et al., 2019).

O túnel é instrumentado com acelerômetros piezoelétricos em várias seções, e os sinais são lidos pelo módulo NI-9234, de entrada de som e vibração. Os dados coletados são processados em tempo real pelo controlador, para o cálculo de transformadas como as de Fourier, Wavelet, Funções de Correlação, Densidade Espectral de Potência, ou outras técnicas de processamento de sinais (Figura 8).

Em seguida, os dados processados são enviados para um host remoto via protocolo de comunicação TCP/IP. No escritório, os dados são analisados de forma mais aprofundada utilizando classificadores de *machine learning*, ou algoritmos de clusterização e

detecção de valores discrepantes (*outliers*) para detectar potenciais danos na estrutura. A partir dessas análises é possível definir e ajustar *thresholds*, que são definidos como *triggers*. Esses *triggers* são ajustados no código de processamento na borda, para a emissão de alertas rápidos via email ou SMS em casos de que esses valores sejam ultrapassados. Com o tempo, a medida que mais dados vão sendo coletados, os valores dos *triggers* vão sendo ajustados com base no histórico de monitoramento, fornecendo previsões mais acuradas de possíveis alterações na estrutura.

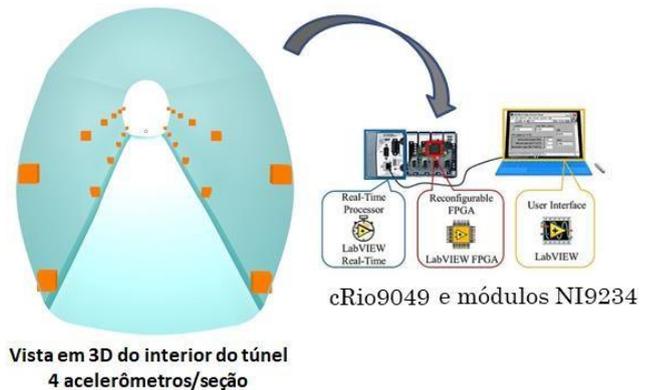


Figura 8: Sistema de monitoramento dinâmico IoT para túneis.

3.2 Soluções IoT de baixo custo

O uso de IoT para sistemas de monitoramento de integridade estrutural (SHM – *Structural Health Monitoring*) pode melhorar significativamente os sistemas de operação e tomada de decisão para gestão de infraestruturas. No entanto, os altos custos de sensores, hardwares e softwares dificultam a criação de sistemas de monitoramento contínuos (Poncetti et al., 2024). Portanto, a criação de soluções mais acessíveis e que sejam confiáveis são necessários para auxiliar na entrada da engenharia civil na indústria 4.0.

Com os avanços na área da micro-tecnologia surgem sensores e micro-controladores cada vez mais capazes, com dimensões reduzidas e com preços mais acessíveis. Os sensores MEMS (Micro-Eletro-Mechanical-Systems), por exemplo, acrescentam uma grande variedade de sensores para medições de diversas grandezas de interesse para sistemas de monitoramento estrutural. Juntamente aos sensores MEMS, a utilizações de placas de prototipagem e single-board-computers, como Arduino, ESP32, RaspBerry possibilitam a criação de sistemas de aquisição IoT acessíveis. Diversos estudos são apresentados na literatura para a criação de soluções de baixo custo para monitoramento de infraestruturas, como em Gamperl et al. (2021), Vergote (2021), Komarizadehasl et al. (2022) e Marino et al. (2023).

O projeto de sensores de baixo custo visa desenvolver soluções de monitoramento IoT usando sensores MEMS conectados a micro-controladores ESP32. Os sistemas de comunicação devem usar a combinação de redes de sensores em malha com o protocolo de comunicação ESPNOW possibilitando a criação de um sistema inteligente com dispositivos que se comunicam entre si, em conjunto com protocolo LoRa para enviar informações até o gateway em pontos com conectividade com a internet (Figura 9).

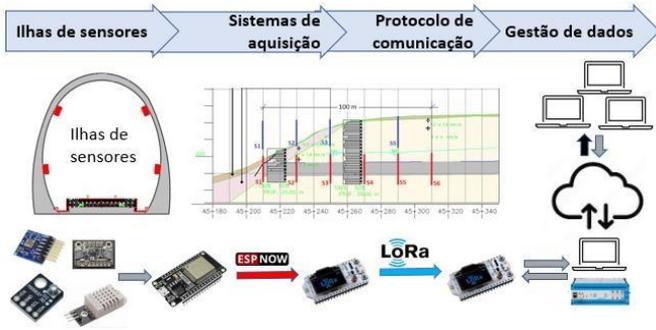


Figura 9: Sistema de monitoramento IoT de baixo custo.

Diversas grandezas podem ser medidas desde que os sensores sejam compatíveis com as magnitudes estimadas. Testes com sensores estão sendo realizados, entre as grandezas a serem medidas estão sendo testados sensores para leitura de aceleração, inclinação, temperatura e umidade ambiente e poropressão.

3.3 Monitoramento do maciço rochoso

Dentro do contexto da quarta revolução industrial em espaços subterrâneos, a gestão dos ativos ocorre por meio de tecnologias de monitoramento que estão na vanguarda do conhecimento para a aquisição de informações sobre o maciço rochoso e revestimento. As informações são obtidas por meio de métodos indiretos para caracterizar os parâmetros elásticos do maciço rochoso, monitorar suas variações ao longo do tempo e detectar possíveis microdeslocamentos em meios descontínuos que geram sinais acústicos passíveis de serem lidos por sensores. A origem desses microssinais acústicos, juntamente com a tomografia dos parâmetros elásticos, deverá integrar e atualizar a base do modelo geomecânico, permitindo o monitoramento em tempo real.

Para a configuração de monitoramento proposta e sua aplicação à transformação digital do maciço rochoso que circunda o túnel, a aquisição de dados sísmicos utilizará sensores de fibra óptica, que representam a mais recente tecnologia no desenvolvimento geofísico. Sensores distribuídos de fibra óptica são uma ferramenta consolidada na indústria de energia, com diversas aplicações na produção, otimização e monitoramento da integridade de poços e reservatórios de hidrocarbonetos.

Atualmente, uma nova classe de instrumentos, o Sensor Acústico Distribuído (DAS), adiciona a imagem sísmica às suas aplicações. O DAS é uma tecnologia emergente capaz de medir campos de tensão associados à propagação de ondas sísmicas em meios elásticos, com alta sensibilidade para eventos de baixa escala de energia.

O DAS fundamenta-se no princípio de um interrogador que emite um pulso de luz através de uma fibra óptica e monitora as variações de tensão ao longo de seu comprimento, induzidas por perturbações sísmicas. Quando uma onda provoca pequenas alterações de pressão ou deformação na fibra, ocorre uma modulação na amplitude e na fase da luz retroespalhada. O sistema, então, realiza o registro digital da resposta em pontos de medição ou canais distribuídos de forma uniforme ao longo da fibra.

A aquisição de dados sísmicos está intimamente relacionada à sensibilidade do equipamento utilizado. Assim, a escolha entre sensores individuais, como geofones, e a fibra óptica deve ser determinada pelo nível de detalhamento desejado. Diversos estudos compararam os resultados brutos e transformados (Daley et al., 2014; Spikes et al., 2018; Eaid et al., 2020; Abbas et al., 2024), demonstrando claramente a evolução da qualidade dos equipamentos baseados em fibra óptica (Figura 10). Embora os dados obtidos sejam semelhantes, é necessário ajustar o arranjo dos sensores para otimizar a quantidade de informações coletadas.

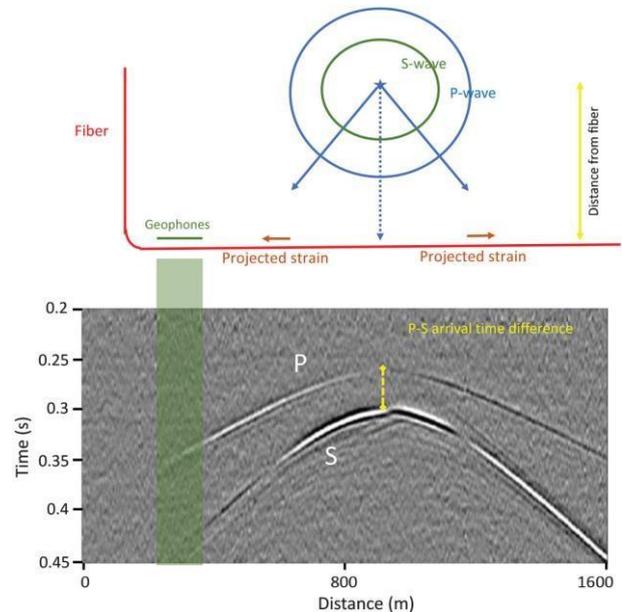


Figura 10 - Dados registrados em Hornsby Bend: a) velocidade das partículas pela matriz de geofones; b) deformação radial média registrada pelo DAS, referentes ao campo de ondas gerado por uma fonte ativa a 10 m de distância (Abbas et al., 2024).

Utilizando o DAS, foi desenvolvido para identificar distúrbios durante a construção de túneis, utilizando um cabo de fibras ópticas de 2732 m e 4526 m no

túnel. O algoritmo Random Forest foi aplicado para classificar e reconhecer eventos sísmicos, alcançando uma precisão de 92,31% na identificação de vibrações durante a construção do túnel ferroviário (Zhang et al., 2022).

O DAS permite o monitoramento contínuo e de alta resolução de eventos sísmicos e microssísmicos, acúmulo de tensões no maciço rochoso, variações de pressão e deformações estruturais, ao longo de grandes distâncias. Utilizando a fibra como uma rede de sensores distribuídos apresenta capacidade de realizar leituras sísmicas de maneira contínua e linear tornando-o uma alternativa eficiente e econômica aos métodos tradicionais de monitoramento das condições de contorno. Como bons exemplos, estudos semelhantes já são promissores em monitoramento de fraturamentos hidráulicos para exploração de hidrocarbonetos (Figura 11) e explorado como potencial no estudos de ruído ambiente grandes áreas urbanas (Ji et al., 2024; Karrenbach et al., 2018).

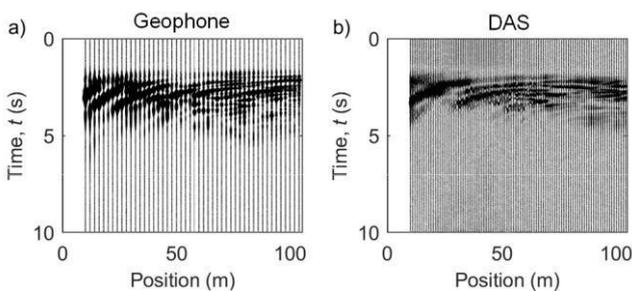


Figura 11 - Geometria típica de poço com instalação de fibra captura ondas P e S de eventos microssísmicos. O nível de ruído é típico para este conjunto de dados reais. (Karrenbach et al., 2024).

Por fim, conforme discutido por Ghazali et al. (2024), o DAS ainda enfrenta limitações devido ao ruído externo e variações geológicas, que podem comprometer a sensibilidade do monitoramento em túneis. Ruídos de tráfego e construção dificultam a distinção entre anomalias estruturais e vibrações ambientais, enquanto mudanças nas condições geotécnicas podem afetar a propagação das vibrações, gerando dados inconsistentes.

4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica integrada ao gêmeo digital permite a análise do estado atual do túnel e a realização de projeções futuras de seu desempenho. Em conjunto com os resultados das demais atividades, a análise da integridade do túnel pode ser feita, obtendo-se o diagnóstico do ativo.

A modelagem numérica inicia-se pela criação de um submodelo, que pode ser parte ou o modelo total do túnel. A geometria necessita ser adequada para a simulação numérica, ou seja, estar totalmente

condicionada aos métodos de modelagem utilizados e em um nível de detalhamento apropriado. As informações (arquivos e dados) inseridas no gêmeo digital são utilizadas na fase de pré-processamento, tal como: i) parâmetros dos materiais; ii) tensões geostáticas; iii) informações geométricas (espessura de revestimento, diâmetro de reforços do maciço, etc.); iv) registros de execução, inspeção e manutenção e entre outros. Após o processamento e análise dos resultados no programa de simulação numérica, os resultados são inseridos no gêmeo digital. A Figura 12 ilustra de forma esquemática a integração da simulação numérica com o gêmeo digital.

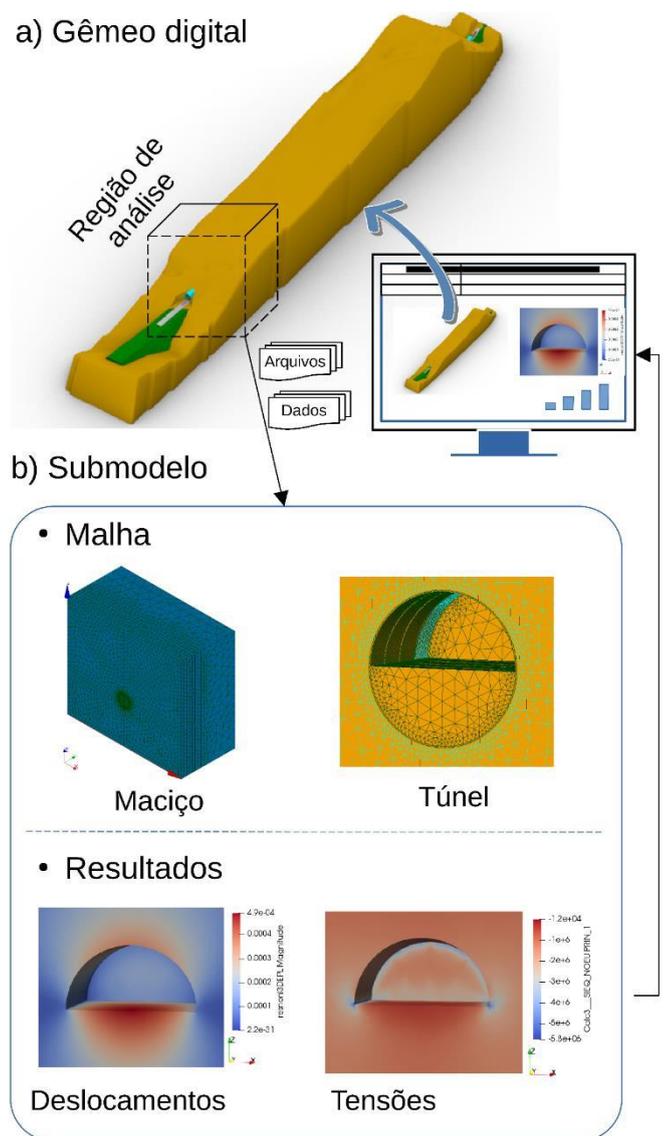


Figura 12. Ilustração esquemática da integração da simulação numérica com o gêmeo digital.

5 MODELAGEM PROCEDURAL

Os avanços da Indústria 4.0 têm transformado a gestão de ativos em infraestruturas civis ao longo de seu ciclo de vida (Chacón et al., 2023; Futai et al., 2023; Dallasega, 2018). Tecnologias modernas

viabilizam a reconstrução de estruturas com base em dados geométricos coletados em campo, permitindo a criação de modelos virtuais automatizados com alto nível de detalhamento (Level of development/LoD). Esses progressos reduzem erros e imprecisões comuns em técnicas de modelagem tradicionais (Fathi e Brilakis, 2011).

A integração de dados geométricos, como nuvens de pontos (Point Cloud Data/PCD), possibilita a modelagem automatizada de modelos virtuais complexos, criando gêmeos digitais. Contudo, simplificações na modelagem geométrica de túneis podem levar à perda de informações críticas, como problemas executivos, overbreaks durante a escavação e deformações na estrutura. Em túneis com concreto projetado ou sem revestimento, a geometria irregular torna esses dados indispensáveis para análises precisas.

Técnicas avançadas de virtualização, como a modelagem procedural/paramétrica, aumentam a precisão e a flexibilidade no design de modelos, permitindo um controle detalhado das propriedades de entrada, saída e estrutura (Figura 13). Essa abordagem utiliza simulações computacionais para representar problemas físicos por meio de equações matemáticas, promovendo precisão, eficiência, automatização e adaptação às necessidades específicas dos dados disponíveis (Roudsari & Pak, 2013). Contudo, à medida que a complexidade das estruturas e sistemas cresce, as simulações tornam-se mais demoradas e computacionalmente exigentes.

aplicação na engenharia civil, incluindo projetos de infraestrutura e cálculos de dimensionamento (Sung e Jeong, 2022; Wortmann, 2022).

A Figura 13 apresenta a modelagem paramétrica utilizando as extensões Volvox e Cockroach no plugin Grasshopper. Esses operadores open-source são aplicados para criar malhas e volumes a partir de dados de nuvem de pontos. A precisão pode ser ajustada para gerar modelos virtuais que empreguem aproximações e preencham áreas com perda ou ausência de informações (Figura 14.a). O processo de adaptação da virtualização permite criar elementos de casca ou volume, ajustados conforme as demandas técnicas do projeto (Figura 14.b).

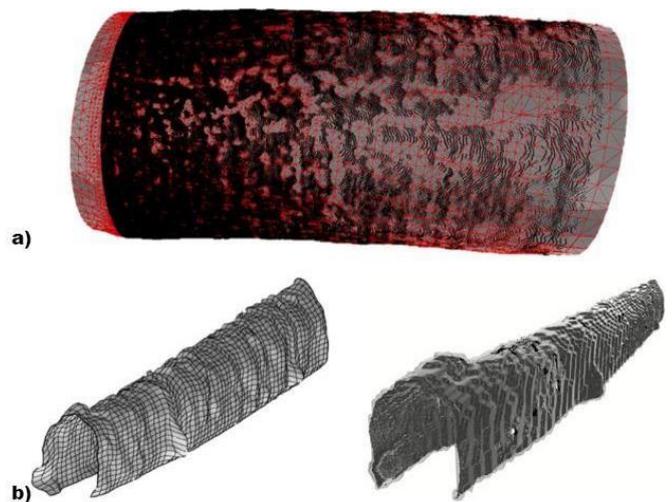


Figura 14. Metodologia parametrizada para controle da geração de modelos: a) Precisão aos dados da estrutura (Machado et al. 2024); b) Adaptação as demandas de virtualização

A integração de dados obtidos por escaneamento com ferramentas de modelagem paramétrica baseadas em programação visual demonstra elevada eficiência e avanços no processo de virtualização de estruturas, como túneis. Essa abordagem possibilita a leitura precisa de deformações e dados de campo, além de viabilizar a criação de um banco de informações estruturais reais conectadas e virtualizadas ao ativo digital. Essa combinação não apenas aprimora a representação virtual, mas também fortalece a gestão e o monitoramento dessas infraestruturas, oferecendo soluções mais eficazes e alinhadas às demandas contemporâneas.

6 CONCLUSÕES

Este artigo discutiu um panorama dos avanços da Era 4.0 nas pesquisas e possibilidades de aplicações práticas em túneis. Os progressos obtidos demonstram que as tecnologias de inspeção, como drones autônomos, fotogrametria, inteligência artificial, e ensaios não destrutivos, estão revolucionando a forma como as inspeções são realizadas, oferecendo dados mais precisos e rápidos.

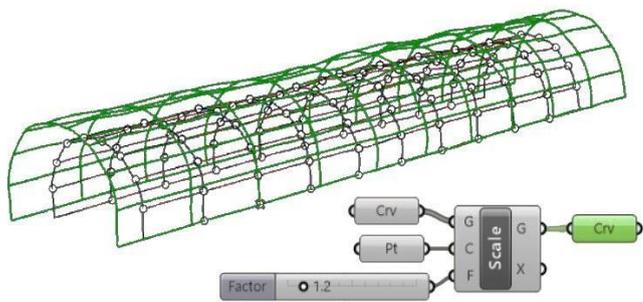


Figura 13. Metodologia paramétrica para virtualização de túneis

A Figura 13 ilustra o uso da modelagem procedural para escalonamento de modelos através de operadores gráficos. Técnicas de otimização de alto desempenho na engenharia têm impulsionado a adoção de ferramentas como Rhino/Grasshopper (McNeel R. e Associates, 2010), uma plataforma amplamente utilizada para automação e atualização de processos de modelagem. O Rhinoceros 3D, baseado em NURBS (Non-Uniform Rational Basis Spline), e seu plugin Grasshopper, uma linguagem de programação visual, são elementos essenciais na modelagem procedural (Figura 13) (Machado e Futai, 2024). Essas metodologias facilitam o desenvolvimento de modelos adaptáveis e têm ampla

Além disso, o uso de sensores avançados de monitoramento, combinado com soluções de baixo custo, sistemas IoT, e instrumentação sísmica, possibilita uma análise contínua da saúde estrutural dos túneis e do maciço rochoso, reduzindo a necessidade de intervenções invasivas e promovendo a detecção precoce de falhas. A integração dessas informações de campo com simulações computacionais e Gêmeos Digitais proporciona uma visão mais detalhada e precisa do comportamento dos túneis ao longo do tempo, facilitando a implementação de ações corretivas e preventivas. Embora ainda existam desafios a serem superados, o futuro da gestão de túneis será, sem dúvida, cada vez mais digital, inteligente e integrado, permitindo a manutenção preditiva e o prolongamento da vida útil dessas infraestruturas e aumentando a segurança na operação do ativo.

7 REFERÊNCIAS

- Alani, A. M.; Tosti, F. 2018. GPR applications in structural detailing of a major tunnel using different frequency antenna system. *Construction and Building Materials*.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.100>.
- Ankang Ji, Yunxiang Zhou, Limao Zhang, Robert L.K. Tiong, Xiaolong Xue. 2023. Semi-supervised learning-based point cloud network for segmentation of 3D tunnel scenes. *Automation in Construction*, 146: 104668.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104668>.
- AVCI, O.; et al. 2021. A review of vibration-based damage detection in civil structures: From traditional methods to Machine Learning and Deep Learning applications. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 147: 107077.
<https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2021.107077>.
- Bhalla, S.; et al. 2005. Structural health monitoring of underground facilities – Technological issues and challenges. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(5): 487–500.
- Chacón, R.; Ramonell, C.; Posada, H.; Sierra, P.; Tomar, R.; Martínez de la Rosa, C.; Rodriguez, A.; Koulalis, I.; Ioannidis, K.; Wagneister, S. 2023. Digital twinning during load tests of railway bridges - case study: the high-speed railway network, Extremadura, Spain. *Structure and Infrastructure Engineering*.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2023.2264840>.
- Dallasega, P. 2018. Industry 4.0 fostering construction supply chain management: Lessons learned from engineer-to-order suppliers. *IEEE Engineering Management Review*, 46(3): 49–55.
<https://doi.org/10.1109/EMR.2018.2861389>.
- Dawood, T.; Zhu, Z.; Zayed, T. 2020. Deterioration mapping in subway infrastructure using sensory data of GPR. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 104: 103487.
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103487>.
- Eaid, M.; Keating, S.; Innanem, K. 2020. Multi-parameter seismic elastic full waveform inversion with combined geophone and shaped fiber-optic cable data. *Geophysics*, pp. 1-64.
- Fathi, H.; Brilakis, I. 2011. Automated sparse 3D point cloud generation of infrastructure using its distinctive visual features. *Advanced Engineering Informatics*, 25(4): 760–770.
<https://doi.org/10.1016/j.aei.2011.06.001>.
- Futai, M. M.; Machado, L. B.; Santos, R. R.; Poncetti, B. L.; Bittencourt, T. N.; Gamino, A. 2024. Digital Twins for Condition Assessment of Railway Infrastructures. In: Ribeiro, D.; Montenegro, P.; Andersson, A.; Martinez-Rodrigo, M. (Eds.). *Digital Railway Infrastructures*, 1st ed., Springer, Cham, pp. 157–176. https://doi.org/10.1007/978-3-031-49589-2_8.
- GAMPERL, M.; SINGER, J.; THURO, K. 2021. Internet of things geosensor network for cost-effective landslide early warning systems. *Sensors*, 21(8): 2609.
- Ghazali, M. F.; Mohamed, H.; Nasir, M. Y. M.; Hamzh, A.; Abdullah, A.; Aziz, N. F. A.; Thansirichaisree, P.; Zan, M. S. D. 2024. State-of-the-art application and challenges of optical fibre distributed acoustic sensing in civil engineering. *Optical Fiber Technology*, 87: 103911.
- Jones, D.; et al. 2020. Characterising the Digital Twin: A systematic literature review. *CIRP Journal of Manufacturing Science and Technology*, 29(1755-5817): 36–52.
- Karrenbach, M.; Cole, S.; Ridge, A.; Boone, K.; Kahn, D.; Rich, J.; Silver, K.; Langton, D. 2017. Fiber-optic distributed acoustic sensing of microseismicity, strain and temperature during hydraulic fracturing. *Geophysics*, 84(1): 1–19.

- KOMARIZADEHASL, S.; et al. 2022. A novel wireless low-cost inclinometer made from combining the measurements of multiple MEMS gyroscopes and accelerometers. *Sensors*, 22(15): 5605.
- Lee, J.; Lee, Y.; Hong, C. 2023. Development of Geospatial Data Acquisition, Modeling, and Service Technology for Digital Twin Implementation of Underground Utility Tunnel. *Applied Sciences*, 13(7): 4343. <https://doi.org/10.3390/app13074343>.
- Li, C.; et al. 2019. Fast vibration characteristics analysis of an underwater shield tunnel using the accelerometer network enhanced by edge computing. *Measurement*, 141: 52–61.
- Machado, L. B.; Futai, M. M. 2024. Tunnel performance prediction through degradation inspection and digital twin construction. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 144: 105544. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2023.105544>.
- Machado, L. B.; Cacciari, P. P.; Futai, M. M. 2024. Procedural modeling with point cloud data for virtualization of tunnel infrastructures. *GeoMontréal 2024, 77th Canadian Geotechnical Conference and the 16th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference in Montréal, QC. Tunnels and Underground Spaces/Transportation Geotechnic*.
- Marino, P.; et al. 2023. Prototype of an IoT-based low-cost sensor network for the hydrological monitoring of landslide-prone areas. *Sensors*, 23(4): 2299.
- McNeel R. & Associates. 2010. Rhinoceros 3D. <https://www.rhino3d.com/pt/mcneel/about/>.
- Poncetti, B. L.; Ruiz, D. V.; Assis, L. S.; Machado, L. B.; Futai, M. M. 2024. Quality Survey of Shotcrete for Underground Construction Using NDT Methods. *XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Cobramseg 2024*.
- Poncetti, B. L.; Ruiz, D. V.; Futai, M. M. 2024. A low-cost system for continuous dynamic monitoring and autonomous data analysis using the Internet of Things. *XLV Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE 2024)*.
- Roudsari, M. S.; Pak, M. 2013. LADYBUG: A parametric environmental plugin for Grasshopper to help designers create an environmentally-conscious design.
- Spikes, K.; Tisato, N.; Hess, T.; Holt, J. 2018. Comparison of geophone and surface-deployed DAS seismic data. *Geophysics*, pp. 1-19.
- Sung, W.; Jeong, Y. 2022. Site planning automation of apartment complex through grid-based calculation in Grasshopper. *Automation in Construction*, 138: 104216. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104216>.
- Wang, F.; Chan, T. 2009. Review of vibration-based damage detection and condition assessment of bridge structures using structural health monitoring. In: Wang, L.; Jaiswal, S. (org.). *Proceedings of The Second Infrastructure Theme Postgraduate Conference: Rethinking Sustainable Development - Planning, Infrastructure Engineering, Design and Managing Urban Infrastructure*. Australia: Queensland University of Technology, pp. 35–47.
- Wu, R.-T.; Jahanshahi, M. R. 2018. Data fusion approaches for structural health monitoring and system identification: Past, present, and future. *Structural Health Monitoring*, 147592171879876.
- Yao, F.; Chen, G.; Abula, A. 2018. Research on signal processing of segment-grout defect in tunnel based on impact-echo method. *Construction and Building Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.192>.
- Yu, G.; Wang, Y.; Mao, Z.; Hu, M. 2022. A digital twin-based decision analysis framework for operation and maintenance of tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 116: 104125. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.104125>
- Zhang, S.; He, W.; Li, Y.; Zou, Y. (2019) Thickness Identification of Tunnel Lining Structure by Time-Energy Density Analysis Based on Wavelet Transform. *Journal of Engineering Science and Technology Review*, 12(4). doi:10.25103/jestr.124.04.
- Zhang, T. Y.; Shi, B.; Zhang, C. C.; Xie, T.; Yin, J.; Li, J. P. (2021) Tunnel Disturbance Events Monitoring and Recognition with Distributed Acoustic Sensing (DAS). *IOP Conf. Series: Earth Environ. Sci.*, 861(4), 042034.

6° CBT



**6° CONGRESSO BRASILEIRO
DE TÚNEIS E ESTRUTURAS
SUBTERRÂNEAS**
**SEMINÁRIO INTERNACIONAL
"LATIN AMERICAN TUNNELLING
SEMINAR - LAT 2025"**

10 a 12 de março de 2025 / São Paulo-SP

*Desenvolvimento e
Sustentabilidade por
meio de Túneis e
Estruturas Subterrâneas*

Boxhole Boring Machine (BBM) and Boxhole Back Reaming (BBR) Rapid and safe excavation of slots and shafts

M. Weinhold & E. Peev
Herrenknecht AG, Schwanau, Germany

ABSTRACT: For the excavation of vertical and inclined slot holes in underground mines, Herrenknecht has developed the Boxhole Boring Machine (BBM). It drills faster, safer and more economically than previous methods and equipment. The BBM technology is based on the proven principle of mechanized pipe jacking. The boring unit at the head of the pipe string is pressed forward from the starting point. More thrust pipes are successively installed and pushed forward into the pipe string, moving the cutterhead further into the geology. The length of the advance increases accordingly. The BBM can be used in hard rock formations. It allows diameters of up to 1.5 meters with a maximum boring length of 60 meters and an inclination of up to $\pm 30^\circ$ from vertical. In 2011 the BBM prototype was tested. Three years later, five BBMs are successfully operating in mines in Australia and Chile. Due to the industries demand and the need for such equipment, Herrenknecht is currently developing more BBM types. Based and complementing this innovation, it was developed the Boxhole Backreaming Machine (BBR) and its integrated lining system which enable the simultaneous reaming and lining of ore passes and ventilation shafts. This approach ensures borehole stability in challenging geologies, eliminates rework, and minimizes surface activities during initial mine development. Successfully tested at the El Teniente mine in Chile, the BBR drilled and lined 300 meters of shafts with a final diameter of 3 meters in highly complex geological conditions. Together, these cutting-edge technologies enhance safety, efficiency, and cost-effectiveness, accelerating production timelines and solidifying Herrenknecht's position as a leader in underground mining innovation.

Realização



Organização



1 INTRODUCTION

Modern ore mines such as gold and copper mines are a complex network of galleries, drifts and shafts. Vertical and inclined shafts of smaller diameter are used for example as slot holes for draw bells or ore passes or serve as ventilation between the individual levels.

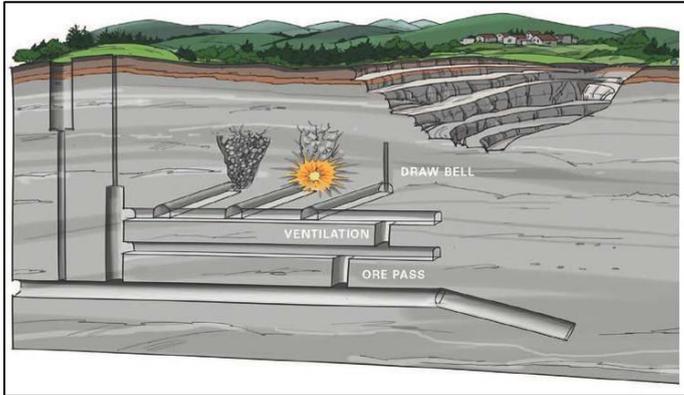


Figure 1. Typical application areas of BBM technology

Specialized drilling companies often drill these slot holes as raise drilled boxholes, i.e. from one level upwards to a higher level without breaking through. Thereby the boxhole boring operation is independent of the construction of the higher levels making the planning and development of the mine more efficient. Over the mine life hundreds of such slot holes must be created in mines as quickly, safe and economically as possible. This need is increasing the demand for efficient, mechanized solutions.

The Boxhole Boring Machine (BBM) from Herrenknecht AG is a novel, further development of the existing box hole boring technologies for creating small-diameter slot holes. Its technology is based on the proven principle of mechanized pipe jacking in microtunnelling. Herrenknecht has adapted the procedure for vertical boxhole boring in mines. Reflecting the harsh working conditions in underground mines, the aspects of work safety, productivity and mobility of the equipment were important design criteria. A proven technology adapted to situational requirements has resulted in a machine which creates slot holes faster, safer and more economically than comparable mechanized methods. Machines available on the market to date require extensive preparations before actual excavation can begin or achieve lower production rates. Compared to conventional drill and blast excavations, besides speed and efficiency, the better working conditions and increased safety are convincing advantages of the machine.

In the development and production of the BBM and its components, Herrenknecht utilizes the production

capacity, and the know-how used to deliver more than 1,500 microtunnelling systems so far.



Figure 2. Herrenknecht Boxhole Boring Machine (BBM) in the customer factory

2 BOXHOLE BORING MACHINES

The BBM models delivered by Herrenknecht to date are the BBM1100 and the BBM1500 for drilling diameters of 1.1 and 1.5 meters respectively. The machines currently in use create vertical and inclined slot holes in hard rock formations with a diameter of up to 1.5 meters, a length of up to 60 meters and an inclination of up to $\pm 30^\circ$ from vertical. In mining operations, they have mastered slot holes in rock strength of more than 250 MPa.

2.1 *The Technology: functional principal and excavation*

The concept of the Boxhole Boring Machine (BBM) is based on the proven pipe jacking technology that has been adapted for vertical and inclined excavation: from a jacking frame, a boring unit at the head of a pipe string is pressed upwards by hydraulic jacking cylinders. More thrust pipes are successively installed and pushed forward, which increases the length of the drive accordingly.



Figure 3. Illustration of the working principle of the BBM

The thrust pipes transmit the thrust forces of the jacking frame to the boring unit and handle the controlled removal of the material it excavates. At the same time, in a separate area the lines for the

hydraulic drive, water, lubrication and data transfer (and thus the entire energy chain from power pack to boring unit) run through them. The thrust pipes were developed by Herrenknecht specifically for BBM jacking and are included in the scope of delivery.

During excavation the system is operated by remote control, without any personnel in the danger zone

2.1.1 Set up

The transport of the BBM to the jobsite in the mine is handled by the included remote-controlled crawler unit. Thanks to the compact construction and modular design, the machine can be set up in confined spaces from a back height of just under 4 meters.

The jacking frame is hydraulically raised and positioned. Then the system is connected to the power and water supply. With the gripping unit the jacking frame is hydraulically braced against the floor and the crown at the required angle to stabilize the system and to be able to transfer the contact pressure and the torque into the rock. During excavation the gripper cylinders are locked, and the bracing force is continuously monitored.



Figure 4. Installation of the BBM with pipe change

2.1.2 Excavation

Through the contact pressure and the rotation, the cutterhead removes the rock at the shaft face. The design of the cutterhead and the cutting tools is based on the local geological conditions. Due to gravity the rock excavated by the cutterhead falls downward through the center of the boring unit. Via a channel inset in the thrust pipes the excavated material reaches the material chute on the jacking frame and finally a material container. Water nozzles at the cutterhead reduce the dust generated during material excavation to a minimum. The BBM thus vastly improves working conditions underground and complies with the required health and safety

regulations. After an advance the material container is transported away e.g. by wheel loader and emptied.

After each jacking stroke (usually 1 meter) the operator stops the drilling process briefly to secure the pipe string and the boring unit in place. Once the pipe string is secured the new thrust pipe piece can be installed and connected in the jacking frame. A wheel loader is used for installation, so no personnel need to be in the danger area. Once the new thrust pipe has been connected to the pipe string, excavation continues.

During drilling the borehole is completely sealed and secured by the pipe string and the machine. The geology is stabilized and the danger of falling rocks minimized.

The precisely controlled mechanized advance and the thrust pipe minimize the risk of breakouts. The result is an exactly round borehole with a largely smooth surface and little overcut.



Figure 5. During excavation the system is operated by remote control, without any personnel in the danger zone

2.1.3 Deinstallation

When the required drilling depth is reached, the boring unit is pulled back along with the pipe string. To do this, the operator removes the thrust pipes one by one from the bottom with the wheel loader until the pipe string is dismantled and the boring unit is back in the jacking frame as it was at the start of the advance. Then the bracing of the jacking frame is released, and the power and water supply is disconnected. The crawler unit then takes the BBM to the next jobsite.

2.2 The Technology: advantages and performance

2.2.1 Flexibility and Mobility

The crawler unit makes the BBM independent of other operations in the mine for its relocation. It only takes about 2 to 3 hours to set up or de-rig the BBM. The BBM requires no concrete slabs or special preparatory work on the crown before excavation begins.

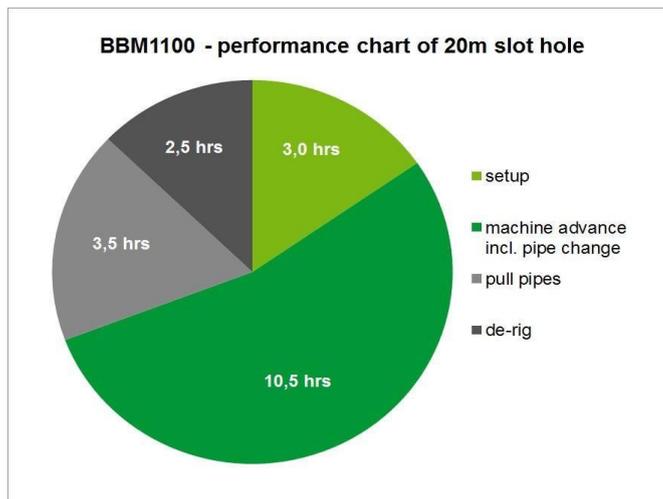


Figure 6. Example for process duration of a complete drilling procedure

If required, the jacking frame with the boring unit, the cable and hose reel and the power pack can be positioned separately from each other. The jacking frame can be flexibly adapted to the drift height between 4 and 7 meters. The voltage intake of the BBM is usually between 400 and 1,000 volts. These factors can be customized on request. The connection works for hydraulics, water and electricity can be handled quickly and easily by the operating personnel. The entire concept of the Herrenknecht BBM reflects operational requirements in a mine; commissioning is fast, simple and flexible.

2.2.2 Performance

Herrenknecht has designed the Boxhole Boring Machines to transfer high thrust forces and high torque precisely controlled into the rock in order to achieve high advance rates. The BBM1100's boring unit is equipped with four powerful fixed displacement motors, allowing a compact unit design. On the BBM1500 two variable displacement motors are used, providing a constantly high excavation capacity at a variable speed. The BBM thus provides optimum drilling parameters for any kind of rock. The robust hydraulic motors have a torque of up to 135kNm (99,570ft-lbf) and a variable speed range of up to 25rpm. The thrust forces of the jacking frame of up to 2,500kN (562,022lbf) and the pulling forces of up to 215kN (48,334lbf) are transmitted into the cutterhead via the thrust pipes. In the design of high-performance cutterheads with optimally matched cutters Herrenknecht draws on its many years of experience in the development of mechanized tunnelling systems.

The borehole and the design of the thrust pipes prevent the pipe string from "buckling". The thrust forces directed to the cutterhead, and the utilization of its cutters can therefore be correspondingly high. On

the control panel the operator monitors the advance parameters (thrust force, speed, torque) in real time. If necessary, the operator adjusts the parameters according to the prevailing geological conditions.

2.2.3 Efficiency

The Herrenknecht BBMs are characterized by high efficiency. With sufficiently powerful air cooling and the use of water only for the cutterhead water nozzles (dust suppression) and for cooling the gear oil, water consumption remains low. Total output is 160kW (BBM1100) and 200kW (BBM1500) respectively. Dispensing with a concrete slab also means a substantial cost reduction as well as time savings for the project. In addition, the BBM is operated with fewer personnel, which further reduces the costs.

2.2.4 Safety

The remote control of the BBM by radio ensures greater work safety as there is no personnel in the danger zone during excavation. Setup, alignment and de-rigging are also done by remote control or automated by the machine's own hydraulics and using the crawler unit. Because a wheel loader is used to install and remove the thrust pipes, no personnel are directly under the borehole when the pipes are replaced.

The excavated material falls in a controlled manner through the thrust pipe directly into the material container, eliminating danger to the personnel from falling rocks. No material chutes need to be attached to the crown. No physically demanding or dangerous work is required of the personnel. Altogether only two people are required for the user-friendly operation of the machine.

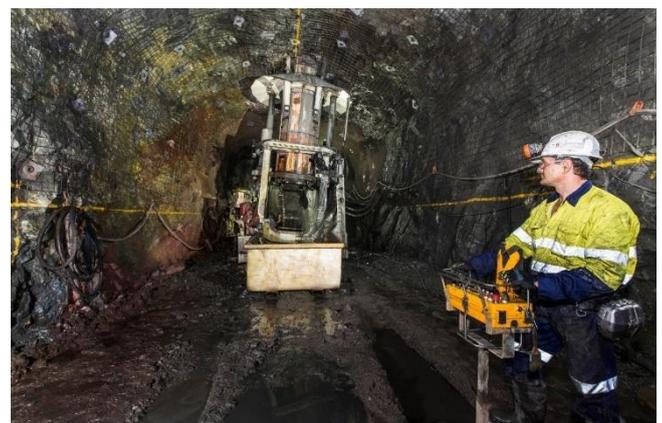


Figure 7. Remote control of the BBM from a safe distance during excavation

In view of the worldwide strengthening and improving safety regulations in mining, the Herrenknecht BBM is a future-oriented technology. For more stringent safety regulations Herrenknecht also offers the BBM with a modern safety control and monitoring system which allows automated

functions. It controls and regulates the functions, visualizes the data and parameters and triggers operational messages, which are fully recorded for later analysis.

2.2.5 Customer focus

Herrenknecht can draw on many years of experience and specialist know-how in mechanized tunnelling to offer customers project-specific solutions. Through a worldwide network of Group companies, Herrenknecht provides service close to the project and close to the customer. Depending on requirements, on request Herrenknecht staff carries out instruction and training of operators or in the event of problems assist the customer locally on the machine. Herrenknecht delivers spare and wear parts quickly and simply from stocks in the warehouse in Schwanau. On request, worn-out cutters are refurbished in a cutter workshop on site.

Herrenknecht BBM	BBM1100	BBM1500
Drilling diameter	1,100mm	1,500mm
Boring length	30m	60m
Angle (to vertical)	±30°	±30°
Max. torque	50kNm	135kNm
Thrust / pulling force	2,000kN / 200kN	2,500kN / 215kN
Power	160kW	200kW

Table 1. Herrenknecht BBM product parameter

3 PROJECT REFERENCES

The first BBM1100 was tested as a prototype in 2011 in the "Clara Mine" in the Black Forest (Southern Germany). From September 2011, in just one and a half years Mancala Pty Ltd. created over 60 slot holes in Australian mines with this machine with a total length of over 1,100 meters. The experience gained here was incorporated into the further development of the BBM types. Altogether Herrenknecht has supplied five Boxhole Boring Machines for use in mines in Australia and Chile.

3.1 Australia

In 2013 the Australian mining services contractor Mancala Pty Ltd. ordered another two BBM1100s for the creation of ventilation shafts and slot holes for draw points (ore extraction points). The drilling diameter was 1.1 meters at maximum drilling lengths of up to 30 meters (Fig. on the title: BBM in Australia). From September 2011 to April 2015 Mancala deployed the three BBMs in various mines belonging to Newcrest Mining Ltd, Anglo Gold Ashanti and Glencore Xstrata Plc, among others.

Over a total output of more than 2,500 meters the three machines proved themselves in the creation of over 130 slot holes. The latest top performer is a second generation BBM 1100 in Glencore Xstrata's Lady Loretta mine with a contract of over 500 meters and 26 slot holes. At up to 3 meters per hour and up to 16 meters per shift, within just 4 weeks 11 slot holes were created with total output of over 200 meters.

Following the successful deployment of the first BBM1100 by Mancala, in cooperation with the customer Herrenknecht had implemented a number of enhancements for the second and third machine. The cutterhead design was optimized with regard to the selection and arrangement of the cutters and the material flow. To further improve work safety an automated hydraulic system for locking and unlocking the thrust pipes was developed, which simultaneously accelerated installation and removal and thus excavation overall.

To allow access to all maintenance-related parts and make regular maintenance work easier, the entrance to the boring unit in the jacking frame was redesigned. By reducing the number of connections for electricity and hydraulics the setup time was shortened even more.



Figure 8. BBM in Australia

The new digital data acquisition and storage on the machines makes all advance parameters available after excavation for later analysis. The data backup system with touchscreen simplifies troubleshooting and analysis as well as the monitoring and setting of

the advance parameters. The customer can draw conclusions on optimization potential for subsequent advances. On the part of the machine manufacturer possibilities for further developments can be identified from the data.

3.2 Chile

For the drilling of ventilation shafts in the world's largest underground copper mine, El Teniente in the Chilean Andes at 2,000 meters above sea level, in 2013 Herrenknecht supplied one BBM1500 each to the drilling companies Gardilcic Ltda. and Mas Errazuriz Ltda. The BBM1500 is a further development of the BBM1100 with a larger drilling diameter (1.5m) and greater torque (135kNm). While developing the BBM1500 efforts were made to standardize as many assemblies as possible across the BBM1100 and BBM1500 types. Thus, for example, except for the electric motors and the electric cabinets, the power pack containers of the BBM1100 and the BBM1500 are identical. Prior to the first delivery the BBM1500 was tested in the "Clara Mine" (Black Forest, Southern Germany).

On the BBM1500 a navigation system is used for the first time, to ensure accurate positioning of the slot hole. If necessary, the alignment of the boring unit in the borehole can be changed by means of hydraulic cylinders. The laser-based measurement system developed in collaboration with Herrenknecht subsidiary VMT GmbH precisely determines the position of the boring unit and passes this on to the operator. Thus, quick reaction is possible in the event of a discrepancy and the BBM can be kept precisely on the prescribed course. The system enables the exact creation of vertical and inclined slot holes.

Under the direction of the two Chilean drilling companies and with support of the systems by service technicians from the Chilean Herrenknecht subsidiary, with over 30 slot holes the two BBM1500s excavated a total of around 1,200 meters in the first 12 months since July 2013. Best performances of up to 2.7 meters per hour and 17 meters per day were achieved. The maximum distance excavated was 60 meters.

“With this new technology, in Chile Mas Errazuriz has been able to improve significantly the production of shafts per month in terms of meters, compared to the old technology we are used to have. It has almost doubled the production per month “, according to Clive Jijena, at that time General Manager Mas Errazuriz Maquinarias, in November 2014.



Figure 9. BBM in Chile

4 BOXHOLE BACKREAMING

The Boxhole Backreaming Machine (BBR) is a novel, further development of the existing and proven Boxhole Boring Machine (BBM) technologies for creating small-diameter slot holes. Its technology is based on the principle of mechanized pipe jacking widely used in microtunnelling. Herrenknecht has adapted this process for vertical boxhole drilling in mines. In view of the harsh working conditions in underground mines, safety, productivity and mobility of the equipment were important design criteria. Proven technology, adapted to the requirements of the situation, has resulted in a machine that creates slot holes faster, safer and more economically than comparable mechanized methods.

The BBR drills a pilot hole and reams it up to 3.6m for shaft lengths up to 80m. In combination with an optional lining lowering unit, shaft lining is carried out simultaneously while reaming.

From a jacking frame, a boring unit at the head of the pipe string is pressed upward from the launch point. Additional thrust pipes are installed one after the other and pushed forward, thus increasing the drilling length. The thrust pipes transmit the thrust forces of the jacking frame to the boring unit and handle the controlled removal of the material it excavates.



Figure 10. Illustration of the working principle of the BBR (pilot hole drilling)

The cutterhead excavates rock with compressive strengths of up to 250 MPa and more and with a borehole diameter of 1.5 meters. The excavated cuttings fall through the center of the boring unit due to the force of gravity. The cuttings are transferred to a muck chute at the jacking frame via channels introduced into the thrust pipes. After each jacking stroke, the boring process is stopped for a short time to secure the pipe string and the boring unit. Then the next thrust pipe can be installed in the jacking frame.

All production steps of the Herrenknecht BBR are remotely controlled. No personnel need to be in hazardous areas during operation. Therefore, work safety is improved significantly.

4.1 The BBR Technology

After breaking through to the upper level, the cutterhead is removed and replaced by the reamer head. The reamer head expands the bored hole to diameters of up to 3.6 meters. The modularity of the reamer head allows the diameter to be adapted to individual requirements. Coordinated with the reaming progress, the thrust pipes are removed one by one by the jacking frame until the reamer head breaks through to the lower level.

Traditionally, a shaft is secured after reaming is complete. This is time-consuming and carries the risk that the excavated shaft may partially collapse before it is secured and require reworking. The newly developed lining lowering unit for the Boxhole Backreaming Machine allows the shaft to be lined simultaneously with the reaming, saving time and reducing risk.



Figure 11. Reamer head before starting the reaming process

The lowering unit is installed on the upper level after the cutterhead has been broken through and the reamer head is mounted. The lowering unit inserts steel lining segments into the shaft one after the other, following the progress of the reamer head. This ensures that the shaft is fully lined and secured when the reamer head breaks through to the lower level.

The lowering unit is operated by remote control as well to improve work safety.



Figure 12. Top-down lining process and reaming

4.2 Performance: in operation in El Teniente

A Herrenknecht Boxhole Backreaming Machine is currently in operation at Codelco's El Teniente mine in Chile. It is used for shaft development and lining in very complex ground conditions, presenting blocky, fractured and unstable rock formations and geology prone to over-excavation leading to shaft collapses. This geological context presents challenges to traditional methods such as Raise Boring, particularly in terms of shaft stability during excavation and until the lining is installed.

In addition to the complexity of the geological context, the high safety standards imposed by Chilean mining regulations, as well as the very strict shaft dimensional specifications required in the mine production level, disqualified standard boring methods.

A unique constraint emerged from the construction method and its sequencing. The final four shaft lining elements are lined with composite rings to enable subsequent blasting in the area of the shaft intended to receive the ore pass's chute.

Consequently, HDPE rings were fabricated and installed in this shaft area using the same lining lowering system as for the steel lining. To facilitate the lowering process, temporary flat steel casing rings were deployed around the final steel liners, to reduce friction as much as possible. Once these casing rings were removed, the annular space was backfilled with concrete to cement the steel casings rings to the geology.

In this very specific context, the development of a specialized machine and methodology was imperative to meet completely all these requirements. Safety for personnel was a top priority, requiring a

procedure that excluded any human presence in the shaft. The BBR minimizes the risk of shaft development in areas where conventional operation is not possible and is therefore a viable alternative. Currently, BBR is able to complete an entire mine shaft, from equipment positioning to excavation processes and lining installation, in less than six weeks of effective time. The team works in two shifts per day, each shift averaging around six hours of actual work. This is a significant advance over conventional excavation methods, such as conventional shaft sinking and raise drilling, particularly in difficult rock formations.

The BBR was introduced in 2022 at Codelco's El Teniente mine to construct ore passages connecting the production level to the haulage level. Eight shafts with a diameter of 3.6 meters, an average length of 30 to 50 meters and an internal casing diameter of 3 meters, representing a total length of around 300 meters, were successfully completed.



Figure 13. Operation of BBR1500 in El Teniente mine in Chile (Picture: DMC Chile)

5 SUMMARY AND OUTLOOK

The innovative Boxhole Boring Machines (BBM) from Herrenknecht AG are a response to the increasing demand in the mining industry for efficient mechanized solutions for the fast, safe and economical creation of vertical and inclined small-diameter slot holes. The BBM concept is based on the principal of mechanized pipe jacking and is superior to conventional drill and blast and the previously available mechanized solutions.

In mines in Australia and Chile, in just over 3 years Herrenknecht BBMs have successfully demonstrated their efficiency with a total of nearly 4,000 excavated meters and more than 160 slot holes so far. Together with the customers, further developments and adaptations to individual project requirements or country-specific standards are being implemented. Through a worldwide network of subsidiaries, Herrenknecht provides close on-site support of the machines if required.

In close cooperation with the customers, Herrenknecht engineers develop solutions that optimize current excavation activities. At the same time, technical improvements are incorporated into the further development of the BBM product range, for which larger drilling diameters and longer excavation distances are planned.

Herrenknecht AG has developed innovative mechanized solutions to meet the mining industry's increasing demand for the fast, safe, and economical creation of vertical and inclined small-diameter slot holes. The Boxhole Boring Machine (BBM) is based on the principle of mechanized pipe jacking and surpasses conventional drill-and-blast methods as well as previously available mechanized solutions.

In just over three years, BBMs have demonstrated their efficiency in mines in Australia and Chile by excavating nearly 4,000 meters and more than 160 slot holes. Herrenknecht collaborates closely with customers to implement further developments, adapt to specific project requirements, and comply with country-specific standards. They also offer on-site support through a global network of subsidiaries. Future enhancements for the BBM include technical improvements for larger drilling diameters and longer excavation distances.

The Boxhole Backreaming Machine (BBR) has also proven to be an efficient alternative for excavating ore passes and ventilation shafts, especially in complex geological conditions due to its optional lining unit. Herrenknecht is continuously advancing the BBR's design to meet the growing demand for mechanized shaft sinking in underground mines. The focus is on improving excavation rates and adapting to local requirements, with plans to extend shaft diameters up to 4 meters in the next development phase.

A Plataforma OPC-UA na conectividade entre TI e TA.

Salim Jorge Nabbout

PUC-Rio - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – Rio de Janeiro – Brasil

RESUMO: O estudo declarado neste documento aborda os benefícios da integração de sistemas eletromecânicos utilizando o protocolo OPC-UA UA (Open Platform Communications – Unified Architecture). Este artigo destaca a relevância do protocolo OPC-UA na engenharia de sistemas, abordando como sua aplicação pode contribuir para a redução do cronograma de entrega de sistemas eletromecânicos. Além disso, discute a eliminação de desperdícios de recursos humanos e financeiros, promovendo maior eficiência e otimização dos processos. A metodologia adotada para fundamentar este documento aponta para estudos de caso relacionados à implantação de sistemas eletromecânicos em túneis no Brasil e na Europa. Será exposto neste documento a importância da engenharia de integração, e o uso das ferramentas de gerenciamento de projeto, destacando sua atuação em todas as etapas do desenvolvimento. Além disso, abordará como o protocolo OPC-UA contribui para esse processo de forma eficiente.

Palavras chaves: OPC-UA, Automação de Túneis, Interoperabilidade, Escalabilidade e Flexibilidade.

1 INTRODUÇÃO

Um protocolo é um conjunto de regras que padroniza a comunicação eficiente e compreensível entre diferentes dispositivos ou sistemas.

A automação de túneis rodoviários, metroviários e ferroviários enfrenta desafios únicos, e o protocolo OPC-UA é fundamental para integrar sistemas, garantindo interoperabilidade, segurança operacional e eficiência no gerenciamento dos ativos implantados.

Este protocolo é amplamente utilizado na integração de sistemas industriais devido à sua flexibilidade, interoperabilidade e segurança, sendo ideal para gerenciar a complexidade dos sistemas de controle em túneis rodoviários, metroviários e ferroviários. Dentre as características mais relevantes do

protocolo OPC-UA para aplicações em túneis, destacamos:

Interoperabilidade: O OPC-UA, por ser independente de plataforma, facilita a integração de dispositivos de diferentes fabricantes, criando sistemas unificados para monitorar e controlar variáveis críticas, como qualidade do ar, temperatura, iluminação e segurança em túneis.

Escalabilidade: O OPC-UA é escalável, permitindo sua aplicação em sistemas simples ou redes complexas, facilitando a expansão de projetos de túneis para integrar múltiplos sistemas sem mudanças na infraestrutura.

Conexão em Tempo Real: O OPC-UA oferece comunicação em tempo real com baixa latência, permitindo respostas rápidas, como ativação de ventiladores ou ajuste de iluminação em túneis.

BI: O OPC-UA organiza dados em modelos hierárquicos, facilitando a interpretação e permitindo que operadores correlacionem informações, como níveis de poluentes e desempenho da ventilação em túneis, facilitando análises preditivas.

Conectividade Remota: O OPC-UA, com suporte a redes TCP/IP e integração à nuvem, possibilita o monitoramento remoto, permitindo que centros centralizados supervisionem múltiplos túneis, otimizando recursos e respostas.

Redundância: O OPC-UA suporta redundância, assegurando a continuidade operacional em túneis mesmo durante falhas, essencial para manter a segurança em situações críticas.

Configurar o OPC-UA e programar o SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition), software Interface Homem Máquina que permite a gestão e monitoramento de todo o sistema instalado no túnel, possibilitando controle sobre os ativos e a geração de Data Science para análise preventivas tanto para a operação, quanto para manutenção dos sistemas. Realizar essas etapas antes da conclusão da escavação do túnel permite antecipar integrações, testes e ajustes, otimizando o processo. Essa abordagem reduz atrasos no comissionamento e minimiza riscos nas fases finais do projeto, garantindo maior eficiência e previsibilidade.

Este artigo aborda a aplicação do OPC-UA em túneis, enfatizando a importância do planejamento antecipado, a configuração prévia do SCADA e os benefícios para a operação e manutenção de infraestruturas subterrâneas.

2 METODOLOGIA

A implementação de sistemas de supervisão em túneis exige alta confiabilidade e eficiência. O protocolo OPC-UA é fundamental para a integração entre os dispositivos instalados e o software SCADA, que gerencia todos estes ativos dentro dos túneis e entre túneis. Este artigo aborda uma metodologia para configurar e validar o SCADA antecipadamente, utilizando-se do protocolo OPC-UA, ainda antes da conclusão da escavação do túnel.

A figura 1 abaixo demonstra de forma simples o paralelismo das atividades envolvendo a formação

do túnel e a engenharia de sistema, desenvolvendo o SCADA, concomitantemente. Denominamos “Integração Offline” esta ação, permitida pelas características deste protocolo.

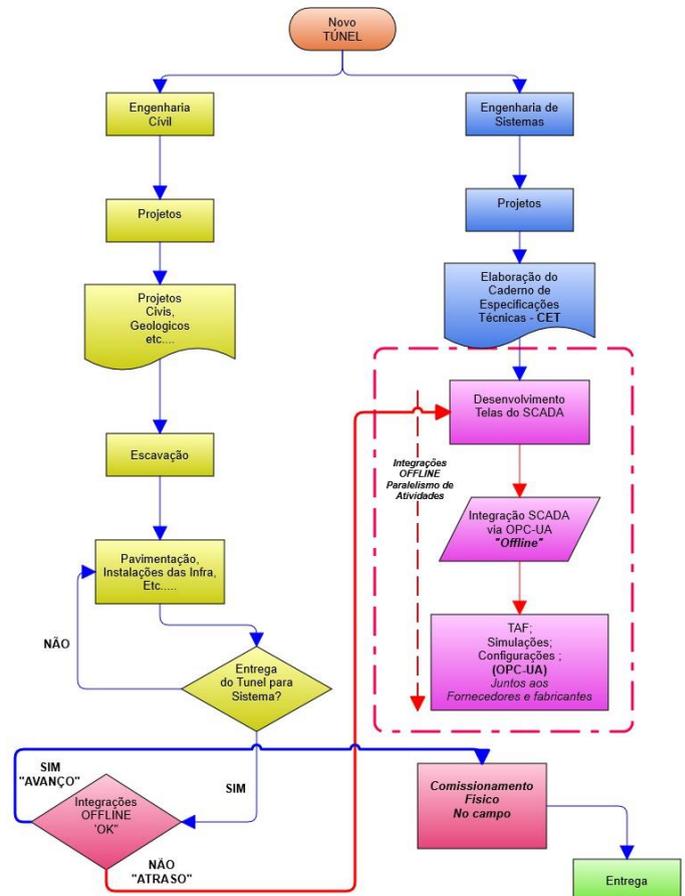


Figura 01-Atividade referente a formação do túnel

Dividimos nosso estudo em três etapas:

1. Planejamento;
2. Execução;
3. Controle.

2.1 Planejamento

2.1.1 Definição de Requisitos

Nesta etapa definimos todos os ativos necessários para se manter a segurança e operacionalidade do túnel. Assim como criamos o MD (Memorial Descritivo) de cada entregável do sistema, descrevendo detalhadamente o funcionamento isolado e integrado de cada sistema. Dentre os ativos existentes na instalação de sistemas utilizados em túnel, destacamos:

1. CCO – Centro de Controle e Operação
 - 1.1. Sala de Controle

2. Analíticos
 - 1.1. Gases
 - 1.2. Sistema de Detecção de Congestionamento
3. Energia
 - 3.1. Subestações
 - 3.2. Geração
 - 3.3. Autônoma
4. Utilidades
 - 4.1. Hidráulica
 - 4.1.1. ETA - Estação de Tratamento de Água
 - 4.1.2. Combate a Incêndio
 - 4.2. Iluminação
 - 4.2.1. Túnel – Dimerizada
 - 4.2.2. Iluminação de emergência
 - 4.3. Bacia de Contenção
 - 4.3.1. Líquidos perigosos
5. Segurança
 - 5.1. Ventilação
 - 5.1.1. Sanitária
 - 5.1.2. Combate a Incêndio
 - 5.2. Câmeras
 - 5.2.1. PTZ
 - 5.2.2. DAI
 - 5.2.3. Fixa
 - 5.3. PMV - Painel de Mensagens Variáveis
 - 5.4. SDAI – Sistema de detecção e Combate a Incêndio
 - 5.5. Sonorização
 - 5.6. Balizadores de faixa
 - 5.7. Cancelas/Semáforos
 - 5.8. Telefonia.

2.1.2 CET - Caderno de Especificação Técnica

Nesta etapa do planejamento elaboramos o caderno técnico contendo as ET (Especificações Técnicas) de

cada equipamento e sistemas que serão instalados no túnel. É de suma importância que a engenharia de integração destaque a necessidade de se solicitar a tabela OPC-UA e suas tag's principais de cada equipamento ou sistema que serão integrados ao túnel e que farão uso do referido protocolo. Neste período, define-se qual software SCADA será utilizado para a integração de todos os sistemas, garantindo que possua o driver OPC-UA embarcado. Além disso, as análises geradas por esse software serão importadas para o BI (Business Intelligence) do CCO (Centro de Controle e Operação).

2.2 Execução

2.2.1 Design da Arquitetura do Sistema

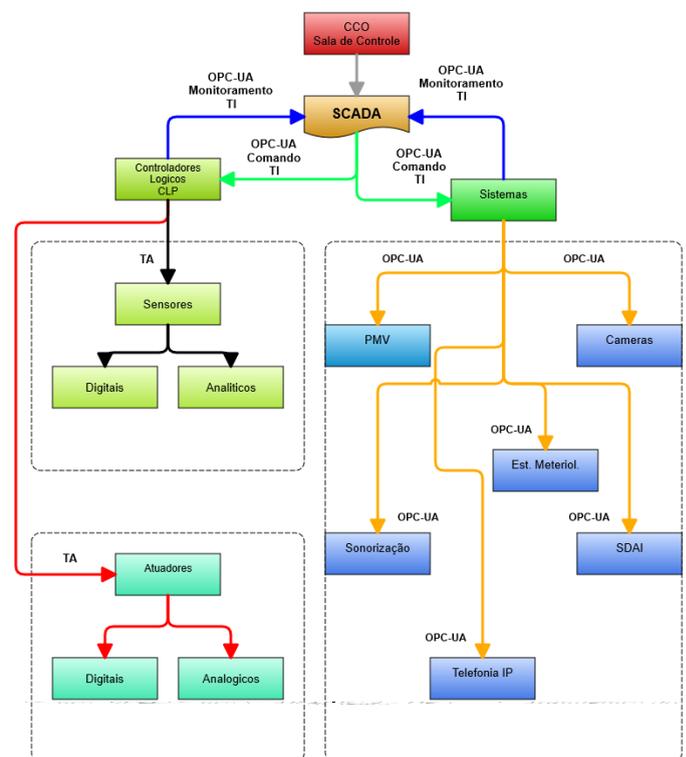


Figura 2 - Design da Arquitetura do Sistema

2.2.2 Localização Física dos Equipamentos

Nesta etapa determinamos o quantitativo de entrada e saída físicas de todo sistema envolvendo os CLP (Controladores Lógicos programáveis), o quantitativo de cabos, através de um projeto DE/PARA e o caminho mecânico para passagens destes cabos. Entretanto o mais importante desta etapa, tendo em vista que o tópico estudado é o protocolo OPC-UA, é a determinação dos ativos de rede, dentro da disciplina de TI, que farão o

transporte da transmissão dos dados, responsáveis por distribuir as informações trafegadas no protocolo OPC-UA entre todos os equipamentos instalados no túnel e que se comunicarão através deste protocolo.

2.2.3 Desenvolvimento dos Design das Telas do SCADA

O software SCADA é uma IHM (Interface Homem Máquina) instalada em computadores e que tem como finalidade monitorar e controlar todos os ativos instalados no túnel e entre túneis. Este software é instalado no CCO e em estações de Trabalho distribuídas ao longo da rodovia.

O SCADA é composto de Telas, que representam cada sistema e seus subsistemas instalados ao longo do túnel e exta túneis. A interação amigável de cada tela com o operador torna-se essencial para tomada de decisões ágeis e seguras. A aprovação dessas telas deve ser submetida à avaliação dos profissionais responsáveis pela operação e manutenção do sistema. Com base nas lições aprendidas diariamente, esses especialistas geram informações que não estavam disponíveis durante a fase de desenvolvimento, contribuindo para a adoção de melhores práticas operacionais.

Nas figuras 3, 4 e 5, demonstram-se exemplos de telas utilizadas em túneis e entre túneis. Destacam-se os sistemas principais e seus subsistemas.

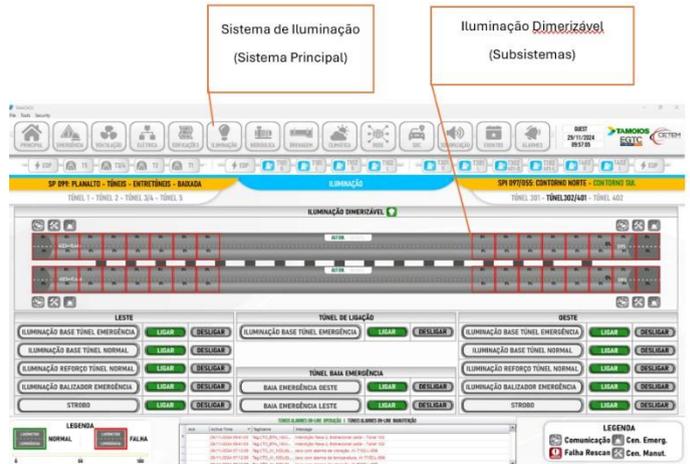


Figura 4 - Tela Supervisório Iluminação

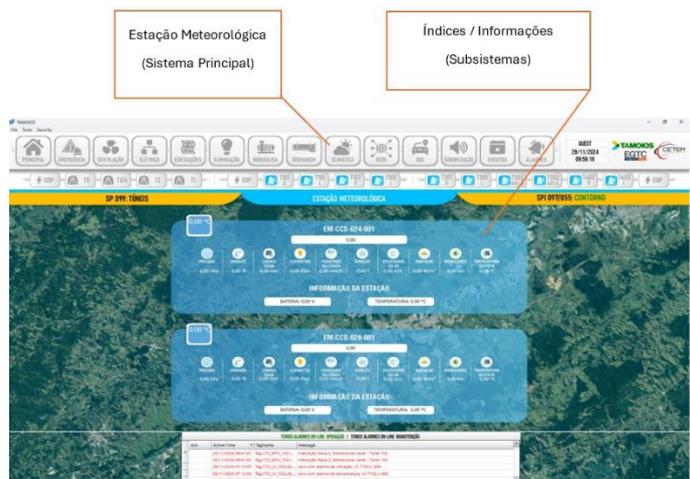


Figura 5 - Tela Supervisório Estação Meteorológica

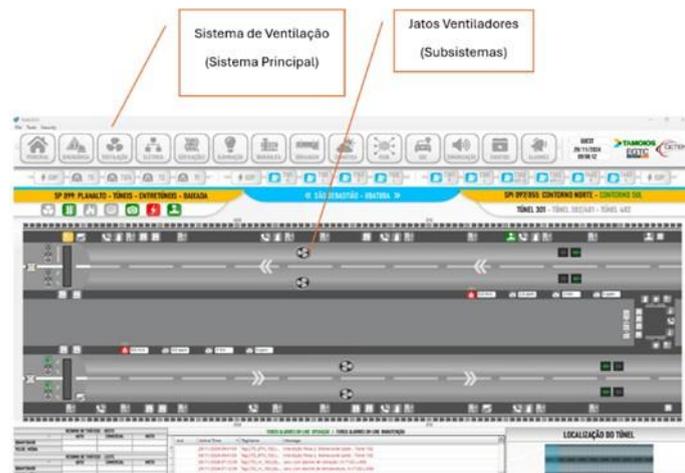


Figura 3 - Tela Supervisório Ventilação

2.2.4 Configuração do SCADA com Base no Protocolo OPC-UA

Nesta etapa, com todas as informações técnicas definidas e o SCADA estruturado, desenvolvemos os scripts no sistema. Esses scripts são responsáveis por integrar a comunicação entre o nível de controle e monitoramento — que abrange todos os ativos instalados ao longo da rodovia — e o nível de supervisão/CCO.

É nesta etapa onde se desenvolvem todos os softwares de integração necessários para o controle, monitoramento e análise de dados de todo o sistema. Utilizando-se de servidores OPC-UA simulados ou as especificações dos equipamentos reais a serem adquiridos é possível antecipar as configurações e programação de todo o sistema.

Nesta etapa, a engenharia de sistemas, ciente de todos os ativos que serão instalados ao longo e entre os túneis, atua em paralelo com a engenharia de escavação. Essa abordagem, viabilizada pelo protocolo OPC-UA, permite a otimização do cronograma, já que, tradicionalmente, os sistemas eletromecânicos só são iniciados após a liberação completa pela engenharia civil.

Com essa estratégia, caso a liberação ocorra, o sistema já estará pré-comissionado e praticamente desenvolvido em sua totalidade. No entanto, não há garantia de 100% de precisão, mesmo com o desenvolvimento prévio, pois ainda será necessária a instalação física entre os ativos. Esse é o momento em que pode haver alguma margem de erro.

Ainda assim, como o sistema já foi pré-comissionado, o impacto no cronograma permanece positivo, uma vez que toda a integração foi realizada offline. Além disso, a aplicação do paralelismo de disciplinas, conforme mencionado, e viabilizada pelo protocolo OPC-UA, proporcionará ganhos significativos a todos os envolvidos no projeto.

As etapas para aplicação do paralelismo de disciplinas incluem:

- i. Definição da Arquitetura de Rede;
- ii. Elaboração do Caderno de Especificação Técnica;
- iii. Configuração do cliente OPC-UA no SCADA para conectar aos servidores de dispositivos simulados;
- iv. Importação ou criação manual das tags baseadas nas especificações fornecidas pelo fabricante;
- v. Programação de alarmes, gráficos de tendências e relatórios para atender aos requisitos do túnel;
- vi. Pré-comissionamento entre o SCADA e todos os ativos que serão instalados, dentro de cada fornecedor/fabricante;
- vii. Implementação física destes equipamentos ao CCO, via OPC-UA

Essa abordagem permite que a lógica do SCADA seja amplamente desenvolvida e testada em um ambiente controlado.

2.2.5. Validação em Ambiente Simulado

Com o SCADA configurado, é possível realizar testes de validação utilizando ferramentas de simulação. O servidor OPC-UA simulado pode ser programado para fornecer dados fictícios que representem o comportamento esperado dos sistemas do túnel. Isso inclui:

- i. Simulação de valores de sensores em condições normais e de emergência.
- ii. Teste de respostas a alarmes e eventos críticos.
- iii. Validação da interface com operadores e de integração com sistemas externos.

A validação antecipada reduz o risco de erros na fase de comissionamento e garante maior previsibilidade no funcionamento do sistema.

3 ESTUDO DE CASOS

3.1 Rodovia dos Tamoios - Brasil

3.1.1 Integração das Câmeras DAI – Detecção Automática de Incidentes via OPC-UA

As câmeras DAI utilizam inteligência artificial para detectar automaticamente incidentes em túneis, como acidentes, fumaça ou objetos na via, permitindo respostas rápidas. Instaladas em intervalos regulares, garantem cobertura total e transmitem imagens em tempo real para os centros de controle, aumentando a segurança e a eficiência operacional.

As câmeras DAI podem ser integradas ao protocolo OPC-UA, que facilita a comunicação e integração com sistemas SCADA, atuando como uma ponte eficiente para interoperabilidade e integração de dados em túneis.

Exemplo de aplicação da comunicação OPC-UA com as DAI estão mostradas na tela do SCADA, implementados nos túneis da Tamoios.

Para garantir o controle e a segurança nos túneis das Rodovias Tamoios, foram instaladas câmeras DAI ao longo de toda a extensão dos túneis. Essas câmeras são projetadas para alertar sobre os principais incidentes que podem ocorrer em uma rodovia, contribuindo para uma resposta rápida e eficiente. Segue abaixo uma lista com os principais alarmes disponibilizados:

- i. Veículo na contramão
- ii. Veículo Lento
- iii. Tráfego Lento
- iv. Veículo Parado
- v. Congestionamento
- vi. Pedestre na Pista
- vii. Destroços na Pista

Para a integração do sistema de monitoramento de alarmes das câmeras DAI nos túneis da Rodovia Tamoios, foi utilizado o protocolo OPC UA.

A comunicação foi estabelecida sem o uso de protocolos adicionais de segurança, com as tags de monitoramento sendo importadas diretamente do servidor OPC UA do fornecedor. Ao todo, soma-se mais de 500 câmeras compondo o conjunto de segurança, sendo monitoradas em tempo real pelo sistema.



Figura 6 - Telas de Configuração OPC-UA das Câmeras DAI

Todos os alarmes, listados no parágrafo acima, foram integrados ao sistema SCADA, figura 6, independente da instalação física e/ou até mesmo da aquisição desse ativo. Via OPC-UA “Importamos” todos os endereçamentos (Tag’s) relevantes ao sistema de segurança envolvendo a DAI. Basta o fornecimento das Tag’s OPC-UA pelo fornecedor, já declarado nas ET’s.

3.2 Túnel de São Gotardo - Suíça:

Como o túnel ferroviário mais longo do mundo, aproximadamente 57 Km, o túnel Gotthard utiliza OPC UA como a interface padronizada entre seu sistema de gerenciamento de túneis e vários sistemas eletromecânicos. Essa integração facilita a comunicação perfeita entre vários subsistemas, incluindo fornecimento de energia, ventilação e

iluminação, garantindo alta disponibilidade e troca de dados confiável

A Figura 7 apresenta a arquitetura de rede implantada. Nela, observa-se o protocolo OPC-UA presente na camada de controle e monitoramento, responsável por fornecer informações ao SCADA, localizado nas salas de controle norte e sul desta ferrovia.

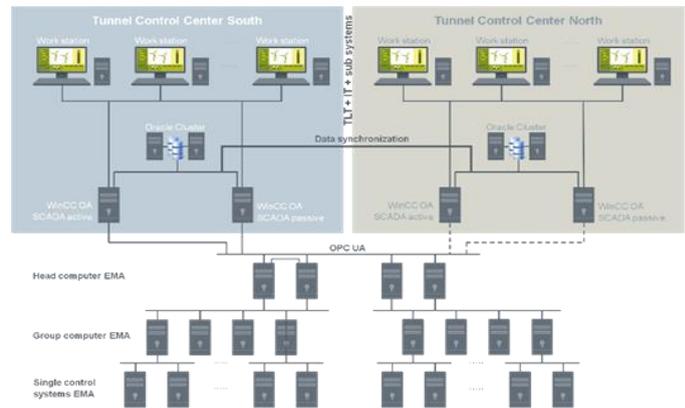


Figura 7 - Rede com Protocolo OPC-UA

Além da indicação dos status dos vários sistemas eletromecânicos, também são exibidas as localizações dos trens dentro do Túnel Gotthard, juntamente com informações adicionais. Todos esses sistemas são gerenciados pelo sistema de gerenciamento de túneis de substituição com base no sistema SIMATIC WinCC Open Architecture SCADA. Toda a infraestrutura é exibida, monitorada e operada em dois Centros de Controle e Operação, um no Norte e outro no Sul. (Tunnel [...], 2016).

3.3 Túnel Kaisermühlen - Áustria

No Túnel Kaisermühlen de 2.150 metros de comprimento em Viena, o OPC UA é empregado para conectar mais de 200 PCs Industriais (IPCs) que monitoram e controlam diversos sistemas, como iluminação, ventilação e semáforos. O software acuradeG5 (SCADA), operando em todos os níveis de controle, utiliza o OPC UA para vincular componentes individuais, permitindo escalabilidade flexível e monitoramento robusto do sistema.



Figura 8 - Túnel Kaisermühlen - Áustria

De acordo com o gerente de projeto da ECOexperts, Robert Reiter-Haas, este projeto de infraestrutura é um dos projetos de túneis mais complexos do mundo: “A renovação foi realizada durante a operação, sem o fechamento completo do túnel para o tráfego e dentro do período muito curto de apenas 18 meses. Problemas ou fechamentos imprevistos teriam levado a um colapso do tráfego em Viena. Por esse motivo, o assunto da disponibilidade do sistema foi um dos pontos mais importantes na implementação do projeto. Isso foi abordado por meio de uma solução redundante apropriada com base nos PCs industriais do gabinete de controle C6930 da Beckhoff e nosso software acuradeG5.”

Em relação à complexidade e aos requisitos de controle específicos, Robert Reiter-Haas resume: “Um total de mais de 200.000 pontos de dados são processados no servidor. Decisivo para a funcionalidade geral é, acima de tudo, a universalidade da solução de software em todos os níveis, que foi implementada com base em diferentes componentes Beckhoff. Com o grande número de CX9020s usados como acopladores de barramento, nos beneficiamos da boa relação preço-desempenho, bem como do endereçamento simples e do suporte OPC UA com TwinCAT OPC UA. Como o estado da arte, o OPC UA traz, em primeiro lugar, o alto nível de segurança esperado dos protocolos modernos. Em segundo lugar, simplifica consideravelmente o comissionamento e o acoplamento devido ao seu endereçamento simples. No geral, os aspectos de segurança e a orientação do objeto foram decisivos para a escolha do OPC UA.” (Road [...], 2020).

4 CONCLUSÃO

Promover a introdução do protocolo OPC-UA nas instalações de túneis, seja como Retrofitting ou em uma nova instalação, conforme mostrado neste artigo, se torna essencial, tanto pelo fato de facilitar a integração de sistemas legados ou implantando em novas construções, prevalecendo todas as características deste protocolo como um elemento facilitador para ambas as situações.

Alguns benefícios podem ser percebidos com o uso do protocolo OPC-UA. Dentre eles podemos citar:

- Redução de tempo no comissionamento: Com grande parte do trabalho concluída previamente, a instalação final dos dispositivos pode ser integrada ao SCADA com maior rapidez.
- Maior confiabilidade: Testes antecipados permitem identificar falhas ou inconsistências na lógica de controle antes da operação real.
- Treinamento de equipes: Operadores e técnicos podem ser treinados no sistema SCADA em um ambiente simulado, garantindo maior familiaridade antes do início das operações.

Integração com Equipamentos Físicos

Após a conclusão da escavação e a instalação dos dispositivos de campo, o SCADA é conectado aos servidores OPC-UA dos equipamentos reais. Nesta etapa, são realizados ajustes finais, como:

- Atualização de endereços IP e portas de comunicação.
- Verificação da sincronização de dados em tempo real.
- Testes finais de desempenho e redundância.

5 REFERÊNCIAS

THE INDUSTRIAL Interoperability Standard™. OPC, Disponível em: <https://opcfoundation.org>. Acesso em: 4 nov. 2024.

VOGT, Jürgen. *OPC Unified Architecture*. Springer, 2018.

MAHNKE, Wolfgang; TRENTON, Stefan-Helmut; WENDT, Matthias. *OPC Unified Architecture*. Springer, 2009.

TUNNEL Project [Case Study] and 11 Products.
News and Views from the OPC Foundation, [S. l.],
jun. 2016. Disponível em:
<https://opcconnect.opcfoundation.org/2016/06/tunnel-project-case-study-and-11-products/>. Acesso em:
19 nov. 2024.

ROAD Tunnel Monitored with Flexible Scalability.
News and Views from the OPC Foundation, [S. l.],
dez. 2020. Disponível em:
<https://opcconnect.opcfoundation.org/2020/12/road-tunnel-monitored-with-flexible-scalability/>. Acesso em:
20 nov. 2024.

METODOLOGIA CONSTRUTIVA DE SISTEMAS DE CONTROLE E AUTOMAÇÃO DE MÁQUINAS TUNELADORAS E PERIFÉRICOS

Rodrigo da Silva Rodrigues

SHRM ENGENHARIA, São Paulo, Brasil.

Paulo Henrique de Souza Gines

PNPG tunneling consultants, São Paulo, Brasil.

RESUMO

Este artigo aborda de maneira sucinta e empírica sistemas industriais automatizados de equipamentos no cenário de construção e execução de projetos com máquinas tuneladoras, na construção de túneis e galerias, abordando a metodologia de desenvolvimento de sistemas supervisórios complexos para a operação, controle e supervisão integrando diferentes sistemas por conexão via rede de comunicação industrial com protocolos distintos, aumentando a acessibilidade de maneira eficiente para que diferentes áreas do equipamento ou sistemas trabalhem de forma centralizada e descentralizada, conseguindo gerenciar diversas tarefas com variáveis igualmente complexas coletando dados de forma direta ou indireta, por meio de softwares e hardwares com capacidade de operar, organizar, medir, controlar e analisar ações e informações, seguindo uma instrução lógica de linhas de programação aritméticas que controlam e monitoram os mecanismos embarcados em cada sistema, disponibilizando informações para que os operadores tomem e antecipem decisões relevantes para o desenvolvimento de todas as atividades do processo.

Palavras-chave: Automação; Instrumentação; monitoramento.

Abstract

This article succinctly and empirically addresses automated industrial systems for equipment in the context of construction and project execution with tunnel boring machines, in the construction of tunnels and galleries. It discusses the methodology for developing complex supervisory systems for operation, control, and supervision, integrating different systems via industrial communication networks with distinct protocols. This increases accessibility efficiently, enabling various equipment areas or systems to work both centrally and decentrally, managing diverse tasks with equally complex variables. Data is collected directly or indirectly through software and hardware capable of operating, organizing, measuring, controlling, and analyzing actions and information. This follows a logical instruction of arithmetic programming lines that control and monitor the embedded mechanisms in each system, providing information for operators to make and anticipate relevant decisions for the development of all process activities.

Keywords: Automation; Instrumentation; Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

Nos projetos de construção civil, é possível observar o avanço da automatização de equipamentos e processos entre os fabricantes, que passaram a adotar tecnologias modernas em substituição aos métodos manuais ou convencionais. No presente texto, abordaremos de maneira sucinta as máquinas utilizadas em túneis e seus sistemas auxiliares, envolvendo diferentes tecnologias utilizadas pelos fabricantes, bem como processos controlados por controladores lógicos programáveis e redes de comunicação específicas, operando integradamente em um processo único de produção. Para compreender melhor esse cenário, precisamos analisar a evolução desses equipamentos que se baseiam nos princípios da terceira revolução industrial, na qual a eletrônica e a informática passaram a desempenhar um papel fundamental, substituindo a manufatura pela maquinofatura. Esse processo implica na substituição do trabalho humano pela atuação de máquinas capazes de realizar suas funções com maior precisão e em menos tempo. O princípio utilizado para automatização foi o controle automático por meio de dispositivos ou instrumentos capazes de medir, transmitir, comparar e executar durante o desenvolvimento de processos ou produtos, sem depender tanto da intervenção humana. A partir da introdução desses novos instrumentos, com capacidades de monitoramento, alarme e intertravamento, surgiu o conceito de automação. As funções principais nesse contexto são a detecção, comparação, alarme e ação lógica. Apesar da rápida evolução das tecnologias empregadas na automação, a automatização é um processo gradual e custoso, e o investimento na atualização tecnológica nem sempre justifica um esforço constante para incluir as últimas novidades do mercado, pois o custo total da implementação vai além da simples aquisição de equipamentos.

2 METODOLOGIA CONSTRUTIVA E ESTRUTURAS DO PROJETO

A implementação de um sistema de escavação com tuneladoras requer uma análise minuciosa da geologia, engenharia e topografia para o dimensionamento e execução do projeto. A determinação do tipo de solo e rota da máquina é essencial para a esco-

lha dos equipamentos e sistemas a serem utilizados. Contudo, é necessário um sistema complementar para a operação da máquina, que vai desde a montagem até a conclusão da escavação, sendo esses sistemas chamados de periféricos.

- Cabine primária, geradores e transformadores, com sistemas de controle de demanda e monitoramento. (sistemas utilizados para transmissão e rebaixamento de energia fornecida pela concessionária conforme a carga instalada);
- Sistemas condicionamento térmico (torres de resfriamento e chiller);
- Sistemas de água bruta (reservatórios, bombas centrífugas e multiestágio);
- Sistemas de tratamento de água e resíduos (ETE);
- Sistemas de ar comprimido (Compressores e filtros, secadores);
- Sistemas de produção e bombeamento de compostos A e B (centrais de grout e bentonita);
- Sistemas de elevação e transporte (gruas, pórticos e MSV);
- Sistemas de transporte de material escavado (Correia Transportadora e booster);
- Sistemas de Nevagação (Topografia, EDM);
- Departamentos de geologia, qualidade e segurança do trabalho (instrumentação, laboratório, detectores de gases, detectores de incêndio, ruídos, etc.);
- Sistemas de monitoramento e data base (DBMS);
- Fábrica de pré-moldados (fábrica de Anéis);
- Sistema de escavação com TBM (Tunnel Boring Machine).

Para o eficiente processo de escavação, é fundamental integrar sistemas de forma unificada, possibilitando a troca de dados entre equipamentos, diminuindo impactos e melhorando a qualidade e eficiência. Para isso, é preciso dimensionar cada sistema individualmente e incorporar normas para todas as cargas instaladas, técnicas e sistemas automatizados com o que se tem de mais atual no mercado nacional e internacional.

3 ESTRUTURA DE AUTOMAÇÃO DOS SISTEMAS

A automação vai muito além de programação e máquinas, pois quando falamos em automação, muitas vezes pensamos imediatamente em linhas de código e robôs industriais. Porém, ela envolve um profundo raciocínio lógico e uma percepção aguçada para solucionar problemas complexos e aperfeiçoar processos, isso permite desenvolver algoritmos, ou melhor, dizendo linhas de programação do Controlador Lógico Programável (CLP) divididas em cinco linguagens diferentes, que se classificam em duas categorias principais: gráfica e textual. A linguagem textual possui registros escritos e a gráfica apresenta elementos visuais, na forma de esquemas elétricos ou de blocos que permitem após executada sua estrutura lógica prever e responder a uma variedade de situações, sem essa habilidade, a automação seria um processo mecânico sem inteligência real, incapaz de se adaptar a mudanças e as variáveis durante processos de operação. Além do raciocínio lógico, a capacidade de entender o ambiente e os fatores que influenciam um sistema automatizado é essencial, isso inclui compreender as necessidades dos usuários finais, as limitações dos equipamentos e as variáveis do ambiente operacional, na automação é necessária uma percepção clara de como diferentes máquinas ou componentes interagem com desempenho, eficiência e segurança nos sistemas e operações, para que isso ocorra em todos os equipamentos, o software atua informando as tarefas a serem realizadas na estrutura do sistema pelo hardware, elementos físicos que formam o equipamento, programas ou sistemas que fazem o equipamento funcionar, atuando como sistema de entrega do software, mas para haver uma integração em toda a automação de um processo iremos abordar de início a instrumentação que tem parcela significativa na concepção e estrutura de qualquer projeto de automação de processos, a aplicação da instrumentação estuda, desenvolve e aplica técnicas de instrumentos para medir, transmitir, indicar, registrar e controlar variáveis analógicas ou digitais conseguindo modificar parâmetros de controle e fornecer outros tipos de recursos automatizados utilizando dispositivos ou ferramentas auxiliando o sistema a formar parâme-

tros que indicam quando e onde se deve haver ajustes durante as coletas de dados de instrumentos ou dispositivos embarcados no equipamento sobre a estabilidade da produção, mas para que esses dados sejam entregues é necessário um perfil de comunicação industrial como as transmissões em half-duplex, full-duplex, ponto a ponto (point-to-point) ou multidrop definido em um amplo espectro de aplicações em automação e manufatura de processos, o perfil de aplicação define as opções do protocolo e da tecnologia da transmissão requerida nas respectivas áreas de aplicação relacionadas hierarquicamente em três níveis de redes industriais sendo o device level (nível de elementos de campo), control level (nível de controle de processo) e information level (nível de informação ao usuário).

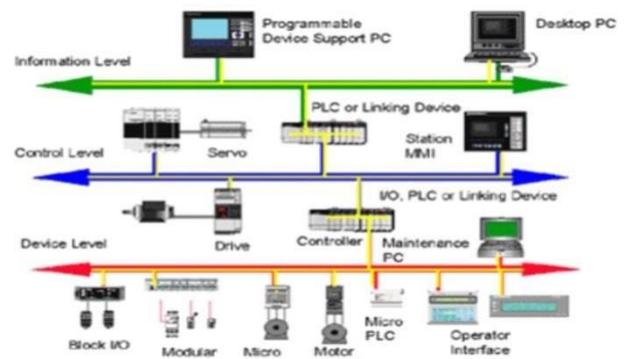


Figura 1. Arquitetura industrial típica.

Com base nos níveis de aplicação de um sistema de comunicação industrial a arquitetura do sistema é amplamente influenciada pela escolha do meio de transmissão disponível, assim sendo, aos requisitos de compatibilidade com diferentes sistemas e dispositivos, alta confiabilidade de transmissão, grandes distâncias a serem cobertas e alta velocidade de transmissão, somam-se as exigências específicas da área de automação de processo tais como operação em área classificada, transmissão de dados e alimentação no mesmo meio físico, etc.

O perfil de aplicação detalha a integração do protocolo de comunicação como o meio de transmissão em uso no equipamento, diversas redes de comunicação são utilizadas para garantir a eficiência e a integração dos processos automatizados sendo os mais conhecidos baseados nos protocolos Modbus, Profibus, Profinet, CClink, EtherCAT, Ethernet/IP,

Wireless, MQTT, OPC UA, HART, TNS, RS-232, RS-485 e Dupline para sistemas de segurança, também se estabelece o funcionamento do dispositivo durante a comunicação sendo de aplicação crucial na rede de comunicação e responsável por definir os parâmetros e funções para dispositivos de automação em processos industriais, como transmissores, válvulas proporcionais e posicionadores. Além disso, existem outros perfis disponíveis, como acionamentos inversores e soft-starters (Drives), Interface Homem Máquina (IHM), encoders (Controle de Posição), os quais determinam a comunicação e o comportamento desses equipamentos.

A rede de comunicação específica as características técnicas e funcionais de um sistema de comunicação industrial, através do qual os dispositivos digitais podem se interconectar, desde o nível de campo até o nível de supervisão em um sistema centralizado ou descentralizado que permite a operação conjunta ou individual de diversos sistemas de automação, engenharia ou visualização, com seus respectivos dispositivos periféricos de entrada ou saída de sinal (I/O) sendo diferenciada na arquitetura do sistema de controle entre CLPs e RTUs.

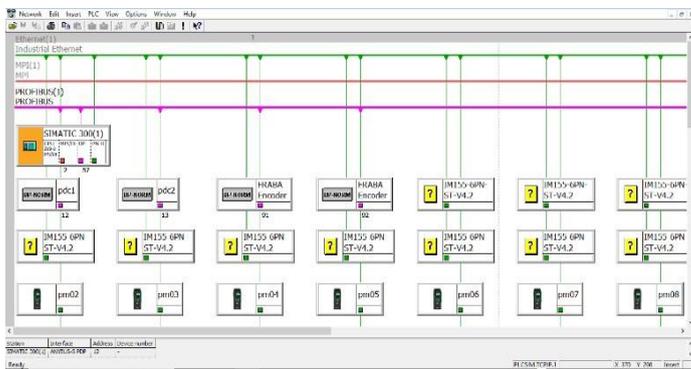


Figura 2. Estrutura de comunicação entre estações.

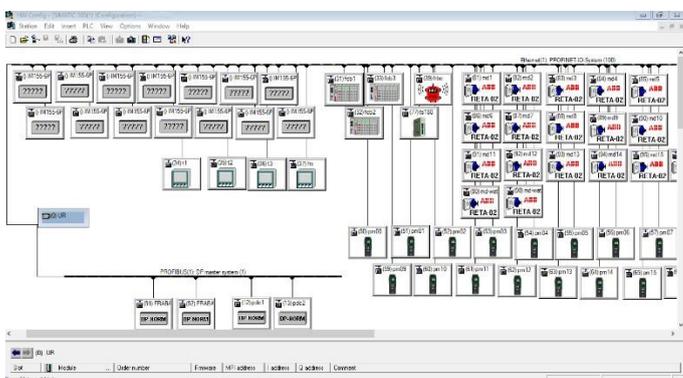


Figura 3. Distribuição dos laços conforme a estrutura.

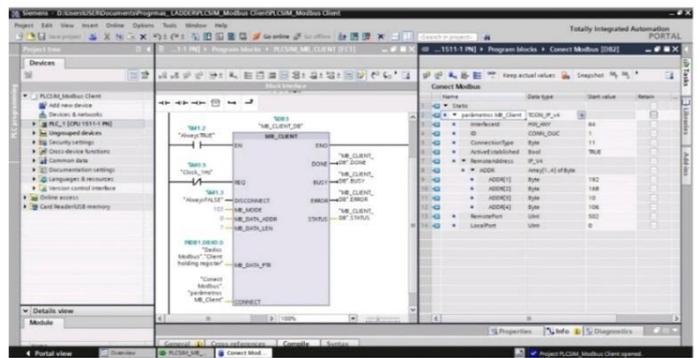


Figura 4. Linguagem de programação em bloco.

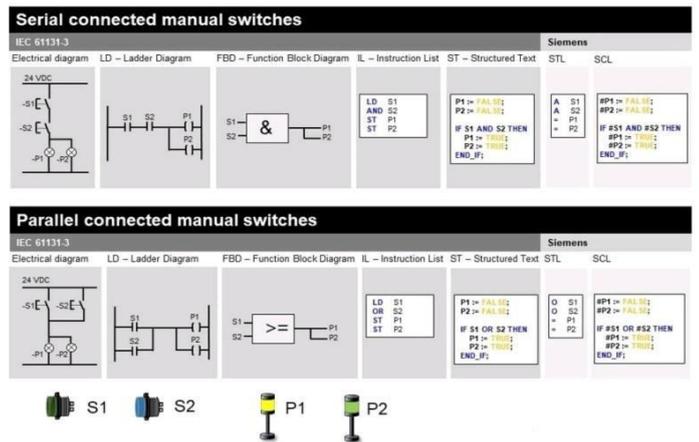


Figura 5. Exemplo de linguagem de programação.

3.1 Controlador lógico programável (CLP)

Os dispositivos Controladores lógicos programáveis que determinam a estrutura de programação e controle do processo utilizando funções aritméticas específicas mediante linhas de instrução criadas para gerenciar operações e processos, os CLPs também são chamados de estações ativas no protocolo de comunicação.

3.2 Unidade Terminal Remota (RTU)

Dispositivos remotos são unidades I/O's híbridos e escalonáveis responsáveis por coletar dados de sensores e atuadores e transmitir essas informações para um controlador Lógico Programável (CLP) ou outro sistema central de controle. Os RTUs também são chamados de estações passivas. Já que para executar estas funções de comunicação somente uma pequena parte do protocolo se faz necessária, sua implementação é particularmente econômica.

Todos os dispositivos (CLPs ou RTUs) são ligados à estrutura do tipo barramento lineares, podendo ser conectados a um único segmento. O barramento é terminado por um terminador ativo do barramento

no início e fim de cada segmento. Para assegurar uma operação livre de erros, ambas as terminações do barramento devem estar sempre ativas. Normalmente estes terminadores encontram-se nos próprios conectores de barramento ou nos dispositivos de campo, acessíveis por meio de uma dip-switch. No caso em que mais estações necessitem ser conectadas, ou no caso em que a distância total entre as estações ultrapasse um determinado limite, devem ser utilizados repetidores para se interconectar diferentes segmentos do barramento. A estrutura de automação de sistemas industriais é composta por vários níveis e componentes que trabalham juntos para otimizar e controlar processos industriais, sendo analógicos ou digitais. Aqui estão os principais elementos e níveis de uma estrutura de equipamentos e sistemas automatizados:

3.3 Sinais Analógicos

Os sinais analógicos são representações contínuas de informação, onde a grandeza física que está sendo medida ou transmitida varia de forma suave e contínua frequentemente representado por ondas senoidais que variam a amplitude e a frequência sendo essenciais para medir e controlar diversas grandezas físicas como pressão, temperatura, nível, velocidade e fluxo em sistemas automatizados de controle e monitoramento elétrico, mecânicos hidráulicos e pneumáticos.

Os sinais analógicos se dividem em dois grupos sendo os sinais de tensão utilizados para representar variáveis contínuas, sendo gerados por sensores e transdutores que convertem grandezas físicas em sinais de tensão elétrica, e os sinais de corrente utilizados para representar variáveis por meio de transdutores que convertem resistência, capacitância, indutância e outras grandezas em um sinal de corrente elétrica.

As faixas de sinais de tensão são:

0 a 5V: Comum em muitos tipos de sensores e dispositivos.

0 a 10V: Usado em aplicações que requerem maior resolução.

10V a 10V: Para medições bidirecionais, como sensores de posição.

As faixas de sinais de corrente são: 0 a 20mA e de 4 a 20mA amplamente utilizadas devido à sua resis-

tência a interferências e possibilidade de detectar falhas (corrente abaixo ou acima do valor de range de trabalho indicam erro, ou mau funcionamento do dispositivo).

3.4 Sinais Digitais:

Os sinais digitais são representações discretas de informações, estados ou valores, onde os dados são codificados em uma série de dígitos binários que podem assumir apenas dois valores, 0 e 1. Diferentemente dos sinais analógicos, os sinais digitais são definidos apenas em pontos específicos e possuem um conjunto limitado de valores. Em sistemas automatizados esses sinais são utilizados em sistemas de controle e monitoramento para transmitir informações.

As entradas digitais que recebem sinais de 0 ou 1 para indicar status de ligado e desligado do sistema e posicionamento. Já as saídas digitais enviam sinais de 0 ou 1 para acionamento de atuadores como reles e válvulas que recebem comandos para ligar e desligar com base nos sinais recebidos, esses sinais são fundamentais para garantir a precisão e a confiabilidade dos sistemas automatizados, permitindo que diferentes componentes se comuniquem de forma eficiente e rápida tendo a faixa de sinais de tensão para controle de dispositivos são conforme a aplicação em campo podendo ser em tensão alternada de 12 a 380 volts (VAC) ou tensão contínua de 12 a 48 volts (VDC).

Os sinais digitais são divididos em dois grupos sendo os sinais binários baseados em valores 0 e 1, usados em sistemas lógicos e de controle como ligado/desligado ou verdadeiro/falso amplamente utilizados para monitorar status e acionar dispositivos, e os sinais de pulso que consistem em pulsos discretos que representam uma unidade de dados digitais, como contagem de itens ou eventos.

3.5 Nível de Campo

- Sensores capacitivos, resistivos ou indutivos: captam dados do ambiente, como temperatura, pressão, presença de objetos, peso, líquido, gás e fumaça.
- Atuadores: executam ações físicas, como ligar/desligar motores ou abrir/fechar válvulas, são compostos por reles, contatores, válvulas,

solenoides, switch, cortina de luz, sonoro.

- **Sensores de Fluxo:** medem a quantidade de líquido ou gás que passa pelo sistema. Existem vários tipos, como ultrassônicos, eletromagnéticos e de turbina.
- **Comandos elétricos:** sistemas responsáveis por controlar o funcionamento de máquinas e equipamentos permitindo ligar e desligar dispositivos controlando velocidade, direção, monitoramento e proteção contra sobrecargas, curto-circuitos, e sistemas de intertravamento e segurança, estes sistemas de campo são compostos por botões, contatores, relés, temporizadores, disjuntores além da integração de sensores e controladores lógicos no recebimento e envio de sinais em seu acionamento.
 - **Sistemas Hidráulicos:** Utilizam fluidos pressurizados para gerar movimento e força, como bombas hidráulicas, válvulas de controle e atuadores.
 - **Sistemas Pneumáticos:** Utilizam ar comprimido para gerar movimento e força, como compressores de ar, válvulas de controle e atuadores pneumáticos.

3.6 *Nível de Controle*

- **Controladores Lógicos Programáveis CLPs:** Convertem os dados recebidos por meio de linguagem de programação aritmética podendo ser em STL ou ST (texto estruturado), LD (Ladder ou diagrama de escada), FBD (diagrama de blocos de função), SFC (gráfico de funções sequenciais) e IL (listas de instruções), dos sensores, switch e enviam comandos para os atuadores ou sistemas de força e controle.
- **Sistemas de Controle Distribuído (DCS):** Utilizados em processos complexos, permitem o controle distribuído de várias partes do sistema.
- **Controladores de Fluxo:** regulam a quantidade de líquido ou gás que passa por um sistema, podendo ser de palheta, pistão, eletromagnéticos, magnéticos ou térmicos.
- **Inversores de frequência (VFD), soft starters:** são dispositivos eletrônicos que controlam a

velocidade e a potência de motores elétricos, ajustando a frequência e a tensão fornecidas ao motor.

3.7 *Nível de Supervisão*

- **Interface Homem-Máquina (IHM):** Permite aos operadores monitorarem e controlar o processo por meio de uma interface gráfica.
- **Sistemas Supervisórios (IoT, IIoT e SCADA):** Monitoram e controlam processos em tempo real, coletando e analisando dados de várias partes do sistema.

3.8 *Nível de Gerenciamento*

- **Sistemas de Execução de Manufatura (MES):** Integram dados de produção com sistemas de gestão para otimizar a produção e a eficiência.
- **Sistemas de Planejamento de Recursos Empresariais (ERP):** Gerenciam recursos empresariais, como materiais, finanças e recursos humanos, integrando-os com os dados de produção.

A integração de sensores, sistemas mecânicos como os hidráulicos e pneumáticos e sistemas de controle avançados permite monitorar e ajustar o desempenho dos sistemas em tempo real, aumentando a eficiência e a segurança como o uso de dispositivos de válvulas de controle com fluxômetros podendo aperfeiçoar o controle de processos industriais, garantindo precisão e eficiência. Por exemplo, em sistemas de controle de fluxo de líquidos, os fluxômetros medem a vazão e enviam dados para um controlador (CLP), que ajusta as válvulas conforme necessário por meio de um PID (Proporcional, Integral, Derivativo).

Essa metodologia combina o ajuste de saída com base na magnitude do erro, acumula os erros ao longo do tempo, corrigindo desvios persistentes e antecipa a tendência futura do erro, ajustando a saída com base na taxa de mudança, mantendo o processo controlado próximo ao ponto de ajuste desejado.

4 **SISTEMAS DE ESCAVAÇÃO**

Existem vários modelos de máquinas tuneladoras sendo divididas em dois tipos verticais (VBM —

shaft boring machines) e horizontais (TBM — tunnel boring machines), projetadas para diferentes condições geológicas, oferecendo tecnologias e adaptações específicas para diferentes projetos de túneis e galerias. Neste tópico faremos uma menção aos modelos existentes, considerando que toda sua estrutura e funcionamento variam de acordo com cada projeto, mas com sistemas embarcados de automação, instrumentação e mecânica semelhantes com variações de fabricantes de componentes e métodos de aplicação.

As tuneladoras verticais (VBM) são utilizadas para a escavação de poços verticais ou profundamente inclinadas, acesso a túneis profundos, mineração e ventilação variando o método de processo conforme as diferentes condições de solo em projetos complexos garantindo a precisão e eficiência na escavação resultando em menos impacto no solo circundante. Os modelos e sistemas de escavações verticais são:

- Vertical shaft sinking machine (VSM): Projetada para solos moles e rochas duras, utilizando sistema de escudo para estabilizar a frente de escavação.
- Shaft boring machine (SBM): Projetada para escavação de poços em rochas duras utilizando um sistema de perfuração rotativo na remoção e desmonte do material.
- Vertical shaft boring machine (VSBM): Projetada para escavação vertical em diferentes condições de solo, estabilizando a frente de escavação e removendo o material escavado.
- Offshore foundation drilling (OFD): tuneladora com tecnologia desenvolvida para fundações em ambientes marinhos, turbinas eólicas, subestações, usinas de energia das marés e infraestruturas costeiras.
- Raise Boring Machine (RBM): Ideal para criar poços de ventilação e acessos verticais, especialmente em ambientes de mineração. Este modelo escava de baixo para cima, garantindo maior controle e precisão.
- Blind Shaft Boring Machine (BSBM): Utilizada para escavação de poços cegos, onde não há necessidade de abertura na superfície. Comumente usada em projetos de infraestrutura subterrânea.

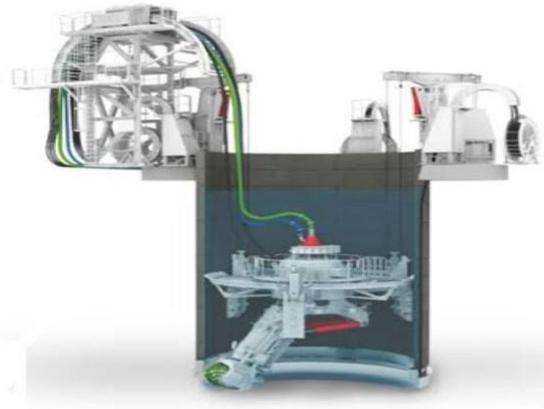


Figura 6. Modelo de tuneladora vertical VSM.

As tuneladoras horizontais (TBM) são utilizadas para projetos de infraestrutura amplamente utilizadas em projetos urbanos, por atenderem diferentes condições de solo e geológicas, essas máquinas são compostas por uma roda de corte e escudos com seção transversal retangular, utilizadas em projetos onde se e necessário espaço amplo e plano, ou com seção transversal circular, utilizadas em projetos de metro, rodovias e sistemas de água e esgoto sendo mais eficientes para suportar as pressões de solo externas. Os modelos e sistemas de máquinas de escavação horizontais são:

- Earth Pressure balance (EPB Shield): Projetados para solos moles e saturados de água e argilosos, utilizando o solo escavado para estabilização da pressão de escavação.
- Mixshield: Projetada para solos heterogêneos e altas pressões de água, eficaz em solos mistos e rochas duras, ideais para túneis subaquáticos e em áreas de lençóis freáticos elevados.
- Gripper TBM: Projetada para rochas duras e estáveis, utilizando um sistema de grippers hidráulicos lateralmente para proporcionar a força de avanço da escavação.
- Main Beam TBM: projetada para escavações em rochas duras em condições geológicas desafiadoras.
- Double Shield TBM: Projetada para solos variados, combinando características de escudo simples e duplo.
- Slurry TBM: Projetada para utilizar bentonita e água na frente de escavação, estabilizando o solo e transporte de material, sendo adequadas para solos moles e com alta presença de água.

- TBM Crossover: Projetada para diferentes tipos de condições geológicas ao longo do trajeto do túnel, se tornando uma máquina híbrida e de modo duplo, definida em duas categorias, XRE e XSE.
- Boxhole Boring Machine (BBM): projetada para escavações verticais e horizontais com secções transversais retangulares.

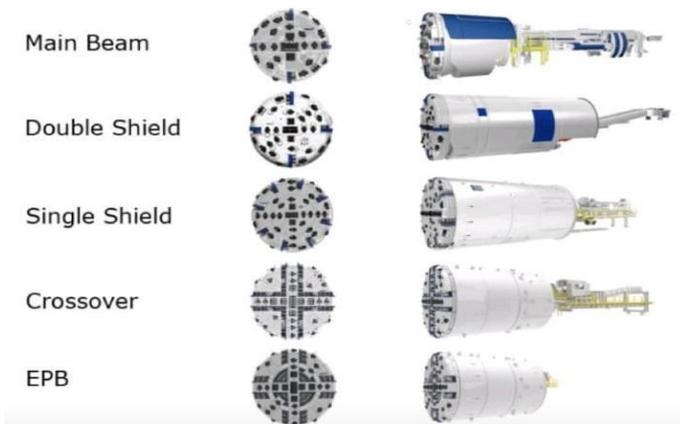


Figura 7. Modelos de tuneladoras horizontais.

Outro segmento de máquinas horizontais que também são amplamente utilizados na escavação de túneis menor diâmetro em obras de infraestrutura urbana como redes de esgoto, água, energia e utilidades, tendo seu processo de escavação muito semelhante aos de máquinas de grande porte, ao seguirem com os mesmos desafios geológicos elas são projetadas para atender necessidades específicas em um diâmetro menor em variadas condições. Os modelos mais utilizados de micro tuneladoras são as MTBM, GBM, SBU e AVN machine.



Figura 8. Modelo de micro tuneladora horizontal.

O processo de remoção de material escavado em todos os equipamentos mencionados também é crucial para no processo de escavação sendo utilizados métodos variados conforme o modelo de equipa-

mento e condições de obra, os métodos utilizados em máquinas horizontais variam entre correias transportadoras (conveyor belts), vagões de entulho (muck cards), sistemas de caçamba (bucket systems) e bombas de lama (slurry pumps), já para máquinas verticais são adotados o transporte por parafuso rotativo (Auger), correias transportadoras verticais, sistemas de caçamba e bombas de lama.

Neste artigo, abordaremos o sistema de escavação em modo EPB e seus sistemas periféricos na construção de túneis horizontais em área urbana.

4.1 Sistemas de escavação em modo EPB

Escavadoras de Túneis (TBM) são equipamentos utilizados na construção de túneis e galerias, apresentando um dispositivo de corte circular, geralmente munido de rolos cortantes e lâminas raspadoras. Através dessas ferramentas de remoção, o solo é desagregado pelo movimento rotativo da roda de corte, controlando-se o torque (PAR) em (Kn/m) e a velocidade de rotação em (r/min), juntamente com a pressão de prensagem na parte frontal da estrutura da roda de corte. O material escavado é direcionado para dentro da câmara de escavação pelas aberturas da roda de corte, controlado por sensores de pressão de solo situados em sua estrutura e conectados à câmara de escavação. A estrutura do shield é deslocada para frente por meio de cilindros hidráulicos, utilizando o último segmento montado como base de impulso, transmitindo a força do cilindro de escavação para a estrutura do shield, pressionando o solo e penetrando em (mm/r), com velocidade de avanço em (mm/min), controlando a pressão e o esforço em (Kn) necessários para esse movimento mediante um sistema supervisor, comandado da cabine de operação. Durante o avanço, o comprimento do cilindro de impulso limita o ritmo máximo de escavação, sendo o material retirado por um transportador sem-fim interligado à câmara de escavação em uma extremidade e a uma correia transportadora na outra, para remoção do material do equipamento. Após a escavação completa, o processo é interrompido para a construção de um novo anel com a ajuda do eretor. Os cilindros de escavação são retraídos no novo segmento para a montagem das peças que compõem o anel, depois sendo estendidos novamente até que todas as partes estejam montadas

para dar início a uma nova escavação. A TBM desloca-se sobre um segmento de escudo que serve como proteção das partes dianteiras do equipamento. Os escudos Earth-Pressure-Balance (escudo EPB) são empregados, principalmente, em solos coesos com alta proporção de argila, barro ou lama, de baixa permeabilidade. No escudo EPB, o solo solto pela roda de corte sustenta a frente de trabalho, evitando reduções ou elevações. O material deve ser condicionado com aditivos como espuma, bentonita, polímeros e água para ser transportado. Mudanças na pressão do solo também precisam ser consideradas. Na TBM, os grantrys tem embarcados componentes e sistemas que desempenham funções específicas no equipamento, como injeção de aditivos como grout, espuma e bentonita, selagem de graxa do tailskin, bem como sistemas de lubrificação do shield, sistemas de resfriamento, potência e transporte conforme o sistema utilizado, trabalhando interligados por uma rede de comunicação (profnet, profibus, cclink) com um CLP mestre controlando outros CLPs denominados escravos. Para o sistema funcionar, são executadas linhas de instruções em Ladder, STL ou Bloco em um software fornecido pelo fabricante do CLP, realizando funções aritméticas e lógicas com base em bancos de dados, com dados analógicos ou digitais coletados por sensores, medidores e transmissores via hardware para que a programação utilizada seja executada e enviada ao sistema escravo, acionando sistemas de potência ou controle. A rede de comunicação também controla variadores de frequência, soft starters e sistemas de rádio controle, transmitindo informações e realizando leituras dos sistemas. Todos os dados ou acionamentos são visualizados na cabine de operação por meio de um sistema supervisor e uma mesa de operação, permitindo o controle instantâneo do sistema, ajustando valores como velocidade de avanço (mm/min), velocidade da roda de corte (r/min), transportador sem fim (r/min) e esforços em Kn, visualizados nas IHMs interligadas à rede interna de comunicação. Essas IHMs não apenas possibilitam a visualização, mas também ajustes do sistema durante todo o processo, em conjunto com a mesa de operação, incluindo a direção de escavação, controlada a partir da cabine de comando com regulação da pressão dos grupos de cilindros de escavação, permitindo o con-

trole do escudo conforme as diretrizes estabelecidas. No geral, a máquina está equipada com sistemas embarcados para responder rapidamente e com sensibilidade às necessidades do processo e às instruções do operador de cada sistema, permitindo um gerenciamento eficaz como a correção em ambos os sentidos, vertical e horizontal, realizada juntamente com a rotação do equipamento, utilizando o sistema de orientação proveniente da navegação remota que extrai informações diretamente do sistema de supervisão e dos dados topográficos, EDM. A partir dessas informações, no início e no final do procedimento, o sistema fornece indicações sobre como os segmentos devem ser montados, incluindo a posição da peça principal.

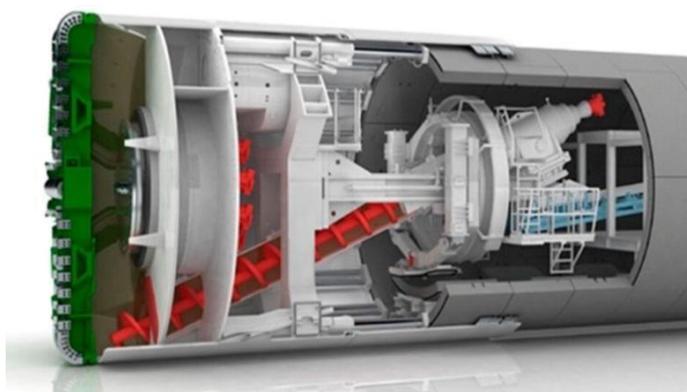


Figura 9. Tuneladora EPB.

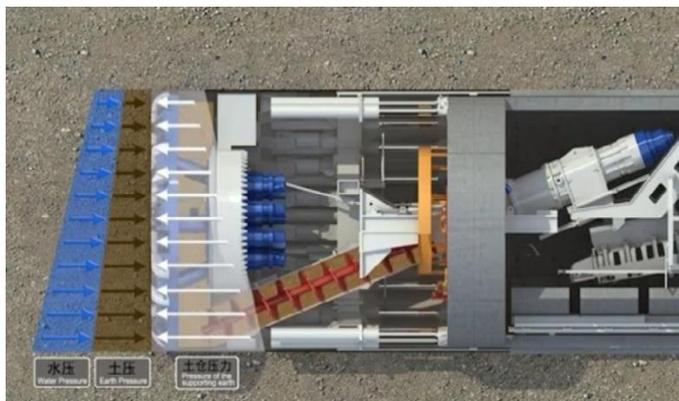


Figura 10. Escavação em modo EPB.

4.2 Sistemas de transporte de materiais

Os sistemas de correias transportadoras são componentes essenciais em máquinas tuneladoras, por facilitarem o transporte contínuo de materiais escavados possuindo diferentes configurações sendo divididas em horizontais, verticais e transversais tendo sua construção e funcionalidade conforme as

necessidades de cada projeto e local de instalação, embora compartilhem semelhanças na sua composição elétrica e automação sua estrutura e segmentada permitindo a operação do sistema de forma centralizada ou descentralizada, podendo ser em modo sequencial ou individual conforme a atividade de produção, ou manutenção executada, para modo sequencial o processo de escavação só é iniciado quando todas as características pré-definidas de intertravamento sejam cumpridas, liberando a TBM. A infraestrutura do sistema é composta por painéis de potência com variadores e soft starters, além de painéis com IHM. Sensores e switches monitoram e enviam dados para um RTU, que transmite as informações para o CLP. Dispositivos de proteção são essenciais, interrompendo o funcionamento em caso de irregularidades.

O sistema de monitoramento de correias transportadoras, como o wint que utiliza sensores e tecnologia para monitorar o desempenho e a condição das correias em tempo real, esses sistemas podem detectar problemas como desalinhamento, desgaste, ou torque excessivo sobre o sistema de tração durante o deslocamento de matérias pela correia evitando potenciais falhas antes que causem paradas não planejadas assim como o booster que auxilia o aumento de potência extra para mover materiais em distâncias maiores ou em inclinações mais íngremes aumentando a eficiência e a capacidade do sistema de transporte dividido em duas categorias: booster de retorno e booster de tração, conectadas ao sistema de supervisão.

4.3 Sistemas de condicionamento térmico

Para o sistema de refrigeração industrial do TBM é fundamental um método eficiente, onde o fabricante fornece o coeficiente de temperatura adequado para o processo de escavação, permitindo assim a determinação do projeto da torre de resfriamento e, em certos casos, a ativação do sistema de chiller. Após o resfriamento, a água é liberada em temperatura mais baixa que a ambiente, trocando calor com o equipamento e retornando para um reservatório secundário, onde bombas de recirculação garantem que a água aquecida circule por um sistema de aspersão em uma torre induzida mecânica de tiragem cruzada. Nesse sistema, o fluxo de água é contrário ao fluxo de ar da

ventilação forçada, resfriando a água armazenada no tanque secundário de água fria. Caso a água não atinja a temperatura necessária, o sistema de chiller é acionado para auxiliar no processo de resfriamento. Toda a automação do processo de resfriamento industrial é controlada e acionada por sistemas supervisórios, que monitoram a temperatura, pressão e rotações por minuto para garantir a eficiência termodinâmica de todo o sistema. A torre de resfriamento, responsável pelo resfriamento externo, representa apenas parte do sistema em sua totalidade. Dentro do TBM, a água proveniente do sistema de resfriamento externo troca calor com os sistemas de circulação internos fechados, que utilizam líquidos de arrefecimento. Além disso, há a troca de calor com estruturas ou sistemas hidráulicos, assegurando a eficiência do sistema de resfriamento na totalidade.

4.4 Sistemas de ar comprimido

Os compressores estacionários elétricos e a diesel, os reservatórios de ar comprimido e os filtros secadores são essenciais para os sistemas eletropneumáticos e hiperbáricos. Divididos em duas partes, um sistema externo que cuida dos aspectos periféricos e emergenciais, enquanto o sistema embarcado no equipamento é responsável pelo acionamento e agitação dos componentes. Sensores de pressão gerenciam a partida dos compressores e garantem a segurança do sistema. A IHM permite o controle preciso dos sistemas, tanto internos quanto externos. Outros componentes que fazem parte do sistema são os filtros secadores, elemento crucial para manter a qualidade do ar retirando a umidade e evitar problemas de funcionamento dos equipamentos, e o reservatório de ar ou pulmão que garante uma pressão de ar estável e contínua do sistema, regulando a pressão, reduzindo a carga sobre o compressor, estabilizando o sistema e removendo impurezas.

4.5 Sistemas de Bi-componentes

Os equipamentos utilizados para manipular cimento, lama de bentonita e silicato juntamente com diversas substâncias químicas, são dotados de tecnologia de automação monitorando e gerenciando todo o processo na central industrial, composta por diferentes módulos específicos, a operação envolve desde reservatórios de armazenamento até unidades de mis-

tura controladas por sistemas de supervisão, após a dosagem dos componentes (agregados sólidos e líquidos), a mistura é transferida para um agitador que armazena os compostos pré-misturados antes de serem bombeados para a TBM.

Na TBM durante a escavação o grout é injetado sobre determinada pressão para preencher o espaço entre o segmento e o terreno, já a bentonita, é injetada na câmara de escavação ou no escudo, segue também sendo utilizada no sistema AFS controlada por válvulas samson, no processo outros aditivos são bombeados para câmara de escavação como polímero (PIR) ou espuma (foam), resultando de uma mistura líquido (FIR), ar (FER) e agente espumante (CF), utilizada principalmente para estabilizar e condicionar o solo, Redução de Clogging, reduzir o atrito e melhorar a eficiência da escavação, tornando o processo mais seguro e eficaz sendo crucial em operações EPB.

4.6 Sistemas de orientação

O sistema de orientação é instalado no servidor no gabinete principal tendo os dados do programa e da documentação são salvos e armazenados, estas informações sistema consistem em diferentes componentes de hardware que trocam informações e dados medidos com o programa, e com esses dados e parâmetros predefinidos, o programa inicia os cálculos e exibe os resultados numérica e graficamente na tela. Os dados utilizados no cálculo se baseiam na posição atual e na tendência do TBM em três componentes principais de medição que são a medição frequente da posição, medição de inclinação e rotação, valores de extensão dos cilindros de empurre (empuxo) e de direção (articulação) e posição do escudo devido aos valores do cilindro. Com a medição permanente dos prismas e os valores extraídos, essas coordenadas locais são usadas para calcular a posição do TBM em um sistema de coordenadas globais antes de serem transformadas novamente no eixo do túnel. A construção de um túnel com anéis pode ser simplificada e padronizada com o assistente opcional de seleção, sendo a geometria do anel e a sequência teórica a base para o cálculo. Conforme mencionado acima, esses dados devem ser inseridos em um formato específico e com base na posição do escudo, valores dos cilindros de em-

purre e na folga do segmento a estrutura do tailskin, o programa escolhe, entre os tipos de anel predefinidos, aquele que mantém a TBM alinhada com os menores deslocamentos ou que a traz de volta ao eixo do túnel da maneira mais suave possível com os parâmetros fornecidos e se definido adequadamente ele mostra a posição (de rotação) da chave, ultima peça a ser montada para formação de um segmento completo.

A Inserção de dados pela Topografia para orientação da TBM (Tunnel Boring Machine) se dá início assim que são recebidos os projetos do eixo vertical e horizontal por onde a maquina ira percorrer, com os dados de projeto e feito uma verificação conforme descrito na ICS (Instrução de Serviço), após avaliados e aprovadas pelo setor de engenharia e projeto estes dados serão convertidos em tabelas com formato txt (formato de texto), onde é relacionado Pks (distancias) horizontais e verticais de metro em metro, estes dados são inseridos no sistema de navegação do TBM, onde as estações totais robóticas de medição fazem a leitura topográfica e com apoio de prismas instalados na frente (vantes) e também atrás que chamamos de (res), onde são feitos leituras diretas e invertidas constantemente nas vantes a cada 20 minutos nas res durante 24 horas, utilizando programas de orientação que fornecem a tendência vertical e horizontal ao qual a maquina deve seguir.

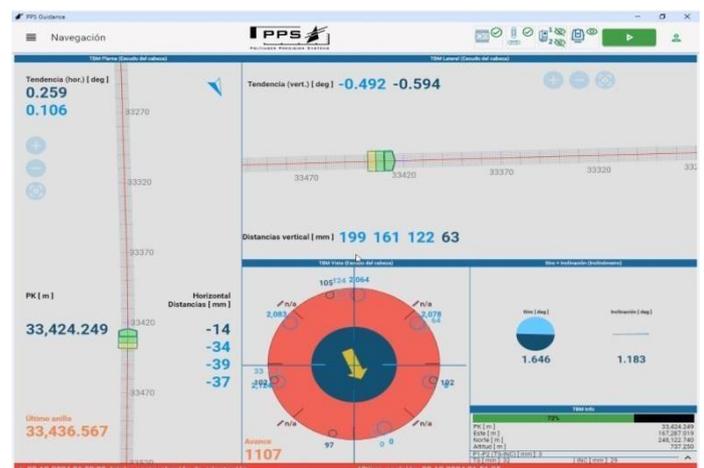


Figura 11. Software de orientação do sistema de escavação.

4.7 Sistemas de Data Base

Sistema de coleta de dados em tempo real do sistema supervisorio que organiza e armazena dados em um ambiente digital, seja em um disco rígido ou em qualquer outro meio de armazenamento digital aces-

sível por computadores permitindo consultas de todo histórico do processo gerando relatórios para tomada de decisões, esses sistemas em máquinas tuneladoras são essenciais para analisar e gerenciar dados de operação, segurança e manutenção por serem integrados com outros sistemas de controle e automação permitindo uma gestão eficiente e contínua do equipamento identificando potenciais problemas antes que se tornem críticos impactando o processo.

4.8 Sistema de automação na geologia

A automação nos sistemas de geologia de túneis desempenha uma importante parcela do processo de escavação, sendo crucial na segurança, eficiência e precisão durante o estudo de projeto, construção e manutenção das estruturas durante e após a escavação. As aplicações de sistemas não se limitam apenas de automação na geologia se estendem a sistemas de instrumentação como no emprego de sensores com sinais analógicos utilizados para monitoramento da estabilidade, tensões, deformações de forma instantânea de rochas ou solo escavado ao redor do túnel auxiliando na prevenção de possíveis deslizamentos, ou colapsos durante todo o processo. Esses dados coletados são analisados por softwares e sistemas de controle, permitindo o ajuste imediato nas operações de escavação, permitindo que a operação de frente de obra faça ajustes de velocidade, direção da perfuração com base nas condições geológicas encontradas.

Outro ponto importante e fundamental para sistemas de escavações são as sondagens, por fornecerem informações sobre as condições geológicas e hidrológicas do terreno utilizando técnicas como a sondagem geotécnica realizada antes do início da escavação coletando amostras do solo, sondagens sísmicas utilizando ondas sísmicas para mapeamento geológico, sondagem por radar de penetração (GPR), utilizados para detectar e mapear estruturas subterrâneas, todas essas técnicas utilizam equipamentos ou sistemas de automação e instrumentação sendo essencial para garantir uma escavação segura, eficiente, contínua e econômica, pois os resultados garantem que o sistema de escavação seja adequado para as condições encontradas no terreno desde a concepção de projeto, execução e finalização de todo processo.

4.9 Sistemas de tratamento de efluentes

A estação de tratamento de esgoto (ETE) é uma unidade operacional onde todo o processo é feito de forma automatizada por bombas dosadoras proporcionais, sensores, transdutores e sistemas de potência para medir e controlar durante o processo parâmetros de pH, temperatura, turbidez e níveis de oxigênio, concentrando todo o sistema em painéis de controle e monitoramento remoto ou local com objetivo principal de tratar o efluente, garantindo os padrões de potabilidade do esgoto, nela, são adotados processos de recebimento e tratamento de efluentes oriundos das atividades de obra onde é efetuado o tratamento físico-químico, neste processo de tratamento químico os poluentes são removidos através da alteração da composição molecular do efluente utilizando produtos específicos em seu processo, como agentes de coagulação, floculação, decantação, neutralização de pH, oxidação, redução e desinfecção dos resíduos removendo os sólidos em suspensão sedimentáveis e flutuantes por meio de separações físicas, tais como gradeamento, peneiramento, caixas separadoras de óleos e gorduras, sedimentação e flotação antes de serem descartados na rede da concessionária de esgoto.

4.10 Sistema de insuflamento e exaustão

A exaustão e insuflamento durante a construção de túneis com TBM é crucial para garantir a segurança dos trabalhadores e a eficiência do processo dividida em dois tipos de instalação sendo temporária durante a construção e definitiva após a conclusão, neste tópico abordaremos o sistema temporário, utilizado para remover poeira, gases tóxicos e calor gerado pelas máquinas, sendo feito por meio de ventiladores e dutos que fornecem ar fresco e extraem o ar contaminado.

A automação dos sistemas de ventilação de túneis e a integração com os sistemas da TBM garantem a segurança e a eficiência utilizando um monitoramento contínuo por sensores e detectores de gases garantindo a qualidade do ar na diluição de poluentes, níveis de gases tóxicos, poeira e temperatura, isso permite que os ventiladores de alta performance sejam controlados automaticamente ou por comando manual ajustando sua velocidade por drives (VFD) e direção com base nas condições detectadas pelo sis-

tema de monitoramento (CLP), além do sistema de automação centralizado da ventilação as máquinas tuneladoras contemplam um sistema de ventilação embarcado que percorre toda a estrutura da máquina aumentando ainda mais a eficiência no que se diz respeito ao sistema de insuflamento e exaustão renovando o ar na frente de escavação, ao longo de todo o projeto os sistemas de ventilação podem ser projetados de forma longitudinal, transversal ou dependendo das condições de obra uma combinação de ambas as características.

4.11 Estrutura de reação

As estruturas são utilizadas para o deslocamento de uma TBM durante a escavação de túneis sendo projetadas para suportar as forças horizontais e verticais durante o início das operações conforme a frente de obra considerando pontos importantes como o método de deslocamento impostos, apoios e restrições as forças aplicadas e a análise de forças dinâmicas e estáticas bem como os efeitos de vibrações e impactos.

Durante todo o processo ao qual é usado as estruturas de reação a automação e monitoramento e fundamental sendo instalados sensores de deslocamento, vibração e tensão coletando dados em tempo real para o monitoramento da integridade estrutural detectando possíveis falhas, outro método utilizado e a estação robótica sendo comumente utilizada no posicionamento da estrutura possibilitando identificar múltiplos pontos com alta acurácia, possibilitando o monitoramento de deslocamentos e deformações das estruturas.

Esses sistemas de monitoramento estrutural (SHM) integram diversas tecnologias de automação, possibilitando uma visão abrangente do estado da estrutura.

4.12 Sistema de elevação e transporte

Os sistemas de elevação são projetados para oferecer alta capacidade de carga, precisão e flexibilidade, permitindo que cargas sejam movidas tridimensionalmente sobre trilhos, possibilitando a movimentação de grandes cargas em espaços confinados ou ao ar livre precisamente. Para que estes sistemas atuem de maneira segura são utilizados sistemas de automação para controle e radio controle dos sistemas,

instrumentação para elevação de carga e controle de peso potência como drivers interligados ao CLP e segurança utilizando dispositivos de emergência, sistemas anticollisão e intertravamentos para ser executado todas as suas funções de maneira segura e eficiente.

Outros equipamentos utilizados no processo de escavação são os veículos MSV (machinery and special vehicles) e as locomotivas projetadas para operações específicas de construção e manutenção e transporte de pessoas e materiais, estes equipamentos têm o uso de tecnologias avançadas para precisão nas operações incluindo sistemas de controle remoto, sensores e software de posicionamento, automação no sistema de controle na operação e o emprego do uso de inteligência artificial para prever manutenções necessárias e a melhora a tomada de decisões durante operações.

4.13 Distribuição e geração de energia

Os sistemas de distribuição de energia em um projeto são dimensionados considerando a seletividade dos equipamentos, cargas instaladas, circuitos, painéis de distribuição, transformadores e cabines de seccionamento de energia tendo sua estrutura principal de fornecimento pela concessionária ou centrais de geração de energia em alta tensão (AT) com faixas de tensão em 13.8kv a 68kv e sendo rebaixada em suas cargas específicas em baixa tensão (BT) nas faixas de 760, 690, 480, 440, 380 e 220 sendo trifásicas nos níveis mais elevados ou monofásicas variando conforme a aplicação na área predial ou industrial seguindo diagramas unifilares de distribuição. Cargas específicas essenciais, como geradores de redundância e sistemas de controle de demanda, são priorizadas, desconectando automaticamente circuitos não essenciais em caso de sobrecarga, assim como condições de operação dos sistemas em paralelismo entre geradores e transformadores nas subestações de distribuição aumentando a capacidade de demanda, confiabilidade e flexibilidade da rede elétrica. Para que todo o conjunto de fornecimento e distribuição de energia funcione e necessário condições de operação para que todo o sistema trabalhe de forma eficiente e segura tendo um monitoramento e correção constante por sistemas automatizados corrigindo o fator de potência, e monitorando de se-

quência de fases, relação de transformação, impedância percentual, deslocamento angular, sincronização em sistemas de paralelismo e transformadores ou múltiplos geradores e monitoramento remoto de falhas. Esses sistemas, integrados por hardware e software, gerenciam toda a distribuição elétrica do projeto.

4.14 Fábrica de pré-moldados

As estruturas pré-fabricadas de concreto armado ou reforçado com fibras de aço, utilizadas em projetos de infraestrutura, são essenciais para suportar diferentes cargas devido à sua resistência, sendo comumente utilizadas em túneis, onde são empregados anéis para forrar a parede após a escavação. Estes anéis são compostos por diversos segmentos, parafusos, pinos de ligação e anéis de borracha para vedação, sendo agrupados conforme o tamanho e a concepção do túnel. Existem três principais categorias de sistemas de anéis segmentados frequentemente empregados na construção de túneis.

- Anéis paralelos retos: esse método é composto por anéis padronizados com faces internas e externas paralelas e segmentos de comprimento igual. Apesar de ser simples e econômico, não é capaz de lidar com grandes alterações de alinhamento sem o auxílio de anéis corretivos ou cunhas. Os anéis corretivos são em formato cônico e utilizados em intervalos para ajustar a direção do túnel. Já as cunhas são pequenas peças inseridas entre os segmentos para criar espaços vazios ou sobreposições.
- Anéis curvos esquerdos de formato cônico: esse método é composto por anéis padrão e anéis curvos esquerdos que possuem faces paralelas interna e externamente cônicas. Os anéis curvos cônicos são aplicados no lado esquerdo do túnel para possibilitar uma curva suave. Esse sistema consegue lidar com pequenas mudanças no alinhamento sem a necessidade de anéis corretivos ou cunhas, porém requer mais moldes e estoque do que outros tipos de segmentos.
- Anéis versáteis: esse sistema é composto por anéis universais que possuem superfícies internas e externas em formato cônico e seg-

mentos de comprimentos variados. Os anéis versáteis podem ser ajustados para formar diferentes curvas e ângulos. Esse método consegue lidar com alterações significativas de alinhamento sem a necessidade de anéis corretivos ou cunhas, porém requer maior precisão e controle de qualidade.

A escolha dos anéis segmentados é influenciada por vários fatores, como a direção do túnel, a qualidade do solo, o método de construção e o custo. A fábrica de moldes segue rigorosos padrões de qualidade e identificação dos segmentos, integrando sistemas de controle de processo (SCADA) operando em modo interrupção (Report by Exception) ou modo polling com demais sistemas complementares tendo sua comunicação em half-duplex ou full-duplex integrando em sua malha de processo, compressores de ar comprimido, sistemas de água, central de concreto, caldeiras e pórticos de elevação, sistema de supervisão controle (CLP) e integrado permitindo o controle, monitoramento e segurança do processo de forma centralizada e descentralizadas via redes de comunicação por internet industrial e controles digitais e analógicos otimizando a operação utilizando uma abordagem híbrida em todo processo fabril.

Todo o processo depende da integração e automação da usina de concreto no sistema de dosagem automática de materiais (cimento, areia, água, agregados, fibra e aditivos) na proporção correta e na mistura automatizada garantindo que o concreto seja homogênea e consistente, após o processo de mistura o concreto é descarregado no sistema de transporte automatizado para dentro da linha de produção da fábrica onde é feita a descarga nas formas dos segmentos antes de serem transportados pelo carrossel ao túnel de cura ligados a um sistema de caldeira com a temperatura controlada pelo sistema supervisor, após a cura os segmentos seguem para a desmoldagem e alteração de posicionamento, instalação das borrachas de vedação e por fim estocagem.

Todo esse sistema envolve a coordenação de várias etapas da linha de produção integrada por CLPs, RTUs, IHM e supervisão e controle (SCADA) em uma instalação para que várias atividades durante o processo sejam realizadas fornecendo dados em tempo real permitindo ajustes imediatos como tem-

peratura, velocidade, pressão, mistura (traço de concreto) e dosagem.

4.15 Sistema de segurança e TI

A integração dos sistemas de automação e segurança é fundamental para garantir a eficiência operacional e a segurança dos trabalhadores, equipamentos e do meio ambiente, monitorando condições críticas dentro dos processos para prevenir acidentes e falhas.

Esses sistemas são divididos em arquitetura integrada implantadas de acordo com cada área e processo de escavação e fabricação sendo eles:

- Sistemas Instrumentados de Segurança (SIS);
- Sensores e Atuadores Inteligentes de Gás e Fumaça;
- Sistemas de Alimentação e Ventilação (HVAC);
- Sistemas de Alarme e Evacuação áudio e visual.

Outros sistemas de grande relevância no processo é a TI (Tecnologia da Informação) em obras de túnel com TBM desempenhando um papel crucial na gestão e monitoramento eficiente das operações como os sistemas de monitoramento em tempo real, a comunicação e coordenação como rádios, câmeras de monitoramento e aplicativos móveis, garantem que todos os membros da equipe estejam conectados e informados sobre o progresso e possíveis problemas e a gestão de dados e documentação centralizada armazenando todas as informações relevantes, incluindo dados de escavação, condições do solo, e registros de manutenção. Esses sistemas de TI ajudam a aumentar a eficiência, segurança e precisão das operações de escavação, resultando em projetos de túnel mais bem-sucedidos e com menor impacto ambiental.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A automação no processo industrial e na construção civil consiste por conjunto de tecnologias que utiliza sistemas e dispositivos de software e hardware para controle e monitoramento permitindo a operação automatizada de processos e máquinas alterando o processo tradicional aumentando a produtividade e a qualidade tendo em vista a redução de custos de mão de obra operacional aumentando a eficiência, redu-

zindo a necessidade de intervenção humana e minimizando erros e menor impacto ao processo e ao meio ambiente. O emprego de sistemas automatizados vem conforme a viabilidade de cada projeto ou sistema e com o avanço da tecnologia temos um mercado amplo de soluções e desenvolvimento tendo como maior desafio a integração de sistemas e componentes em projetos ou equipamentos que requerem um olhar minucioso, técnico e empírico em seu processo e construção.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6022: informação e documentação: artigo em publicação periódica técnica e/ou científica: apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

BERTUZZI, Robert. Tunnel Design Handbook. 4th ed. Published in Australia in 2020 by Sullivan Meynink.

SEE Tunnel: Promoting Tunneling in SEE Region. ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly, May 22–28, 2015. Lacroma Valamar Congress Center, Dubrovnik, Croatia.

LAMB, Frank. Automação Industrial, na Prática — Serie Tekne AMGH Editora, 1 de jun. de 2015.

Herrenknecht AG. Produtos. Escavação de túneis. Disponível em: <<https://www.herrenknecht.com>>. Acesso em: 03 out. 2024.

Robbins TBM. Produtos. Disponível em: <<https://www.robbinstbm.com/>>. Acesso em: 03 out. 2024.

Maqpor, CREG. Produtos. Disponível em: <<https://www.maqpor.pt/creg-pt/>>. Acesso em: 03 out. 2024.

QUESADA, Ricardo Carvalho. Controle e automação de processos industriais. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A., 2017.

PETRUZELLA, Frank D. Controladores lógicos programáveis. 4. ed. Porto Alegre: AMGH Editora Ltda, 2014.

OPTIMIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO AUTOMATIZADA EM EXCAVAÇÕES DE TUNEIS URBANOS

C. Peña Chueca & J.M. Creus Fernández

ACCIONA CONSTRUCCION, São Paulo, Brasil

R. Collado Bermejo & D. Fernandez Mendi

Geprode, São Paulo, Brasil

RESUMO: Todo projeto de escavação subterrânea tem como consequência uma variação do equilíbrio natural do terreno que inerentemente provoca movimentos e recalques no terreno e nos prédios circundantes. Estes movimentos são monitorados mediante instrumentação. Nos últimos anos estão-se implantando sistemas de monitoramento automatizado.

Apresentamos a seguir vários casos, principalmente do Projeto da Linha 6 do Metrô de São Paulo. Falaremos do trecho Pompeia – Higienópolis, onde atravessamos prédios com mais de 20 andares, o caso do monitoramento das linhas 1 e 4 do Metro de SP, onde a operação faz quase impossível o monitoramento manual, e mostraremos a plataforma de controle de Rebaixamento para monitoramento dos poços de rebaixamento necessários para a escavação dos poços. Mostraremos também, no projeto da Linha 1 do Metro de Quito, como foi monitorado o seu Centro Histórico, durante a escavação do túnel TBM e a escavação da Estação de São Francisco, sob a praça do mesmo nome.

1 INSTRUMENTAÇÃO MANUAL vs INSTRUMENTAÇÃO AUTOMATIZADA

Em todo projeto de escavação subterrânea, seja poço, tuneis, estações ou qualquer outra tipologia, o fato da execução destas escavações implica mudança do estado de equilíbrio de terreno circundante (Dunnicliff, 1993). Esta mudança no equilíbrio identificasse de várias maneiras, mas a principal delas e por movimentos no terreno, tanto na superfície como em profundidade. Pelo geral são movimentos pequenos, controlados e previamente estudados, mas na hora da execução das escavações devemos verificar que os movimentos reais são similares aos calculados. Esse controle é feito mediante instrumentação do entorno e monitoramento destes instrumentos.

A instrumentação e monitoramento é feita tradicionalmente por meios manuais. São utilizadas diferentes tipologias de instrumentos sobre os quais

depois de instalados são tomadas medidas regularmente por equipes humanas, com ajuda de topografia de alta precisão. Pelo contrário a instrumentação automatizada não precisa das equipes humanas para a toma de medições. Na atualidade a instrumentação automatizada e um complemento da instrumentação manual e nunca um substituto dela, mas que permite uma otimização de equipes, tanto materiais como humanos, mesmo precisando de instrumentos mais caros que a manual. Conseguir o equilíbrio entre ambas duas, não é tarefa simples.

1.1 Instrumentação Manual

A instrumentação Manual serve-se de diferentes instrumentos para o monitoramento. Para o controle dos recalques superficiais são usados Marcos Superficiais, Pinos de edificação e Marcos refletivos. Estes últimos servem também para a medição de convergências e qualquer tipo de deslocamento nos eixos X, Y e Z. Quando o que precisamos é o controle

dos recalques em níveis inferiores, o sistema utilizado é o tassômetro. Este instrumento seria equivalente ao marco superficial, mas é instalado no subsolo na cota que o projeto precise. Para garantir que só medimos recalques profundos, o instrumento instalado no subsolo, está conectado a um vergalhão até a superfície. Este vergalhão fica encapsulado numa tubulação de forma que os movimentos superficiais não afetam a leitura real dos movimentos subterrâneos (Dunnicliff, 1993). Na figura 1 mostra-se estes instrumentos.

MARCO SUPERFICIAL (MS)
Recalque



PINO EDIFICAÇÃO (PE)
Recalque



MARCO REFLETIVO (MR)
Recalque, Convergência, Coordenada (X,Y,Z)



TASSÔMETRO (TS)
Recalque profundo



Figura 1. Instrumentos para controle de recalques superficiais e profundos.

Também, com a instrumentação manual, conseguimos ter informação do nível freático do terreno. As medições são obtidas a traves dos piezômetros. Estes instrumentos não são mais que tubulações verticais instaladas no terreno numa cota inferior ao nível freático. Esta tubulação é perfurada na parte inferior para permitir a entrada de água (protegida por um bidim / filtro de areia para evitar colmatção dos furos), e fechada no resto do comprimento para evitar interferências de possíveis aquíferos pendurados. O monitoramento é feito com medições manuais da cota de água feitas desde a superfície (Figura 2).



Figura 2. Piezômetro aberto

Existe uma outra tipologia de piezômetros que são os chamados elétricos “PZE” (Figura 3), ou de corda vibrante. Os dados obtidos são similares, mas o modo de trabalho é diferente. A instalação destes piezômetros é similar, com tubulação vertical no terreno, mas neste caso o sistema de medição é instalado na cota desejada, e a tubulação é fechada em tudo o comprimento. O controle do nível freático obtém-se pela pressão que exerce a coluna de água no piezômetro (que tem uma corda que mede estas pressões e suas variações), e não precisa de se comunicar diretamente com a água. Este sistema permite a medida de vários níveis a mesmo tempo, caso e existir aquíferos isolados em diferentes cotas (AETOS, 2015).



Figura 3. Piezômetro elétrico (PZE)

Neste particular, na obra de Linha 6, tivemos um desafio de implantar os PZE, porque anteriormente si tinha experiencias ruins no processo de instalação pelo que gerava dados e interpretações erradas. Desde a experiência das empresas parceiras da ACCIONA,

foi planejado, revisado, testado e conferida a instalações, gerando dados certos incluso com maior precisão respeito aos Piezômetros abertos, incluindo também o valor da pressão da água.

Finalmente, pero não por isso menos importante, entre os sistemas de monitoramento manual, temos os inclinômetros (Figura 4). Estes instrumentos permitem-nos conhecer como se deformam estruturas lineares, normalmente enterradas. Este instrumento instala-se dentro da estrutura vertical que precisa ser monitorada (normalmente lamelas ou estacas), e mede as deformações da estrutura a longo de tudo o comprimento do instrumento (Dunnicliff, 1993). Este instrumento e de grande utilidade quando instalado em estruturas que formam um recinto fechado a ser escavado, permitindo monitorar a evolução dos movimentos conforme as escavações são feitas. Inclusive, permite medir os movimentos reais que se produzem e comparar eles com os previstos no cálculo da estrutura e agir caso os resultados não sejam coerentes.



Figura 4. Inclinómetro

1.2 Instrumentação Automatizada

A diferencia da instrumentação manual, a instrumentação automatizada não precisa de uma equipe humana se deslocar até o local da instalação dos instrumentos e fazer as medições (AETOS, 2015). Importante lembrar que a instrumentação automatizada e sempre um apoio do manual, mas nunca um substituo. A vantagem deste tipo de instrumentação é que serve como alerta antecipada de movimentos que estão começando a se produzir, otimizando o recurso de meios humanos. Por contra o custo desta instrumentação e maior pelo que encontrar o equilíbrio entre as duas tipologias é o objetivo que temos que procurar quando enfrentamos um novo projeto.

Entre as opções tecnológicas atualmente disponíveis para a instrumentação automatizada, neste caso destacaremos duas alternativas com as quais a ACCIONA teve experiências positivas.

A primeira das soluções é a topografia automatizada para monitoramento geotécnico. Consiste no uso de

tecnologias de medição contínua e remota para acompanhar deformações e movimentos em estruturas e terrenos. O sistema é composto por uma estação total robótica ou teodolito (Figura 5) que realiza medições precisas de distância e ângulos, utilizando miniprismas (Figura 6) instalados nas áreas a serem monitoradas. Os teodolitos têm um armário de alimentação de energia e comunicação, que garante a energia contínua deles e a transmissão dos dados para uma plataforma web, onde podem ser visualizados e analisados em tempo real.

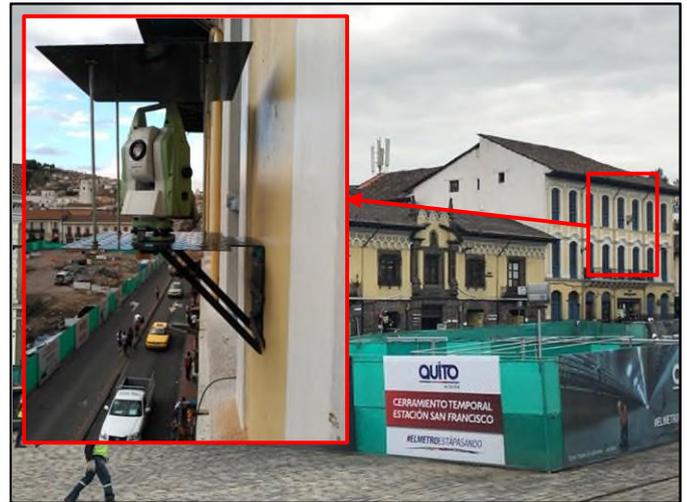


Figura 5. Teodolito automatizado

Figura 6. Miniprisma



A segunda das soluções são aquelas baseadas na tecnologia IoT. Este tipo de solução de instrumentação geotécnica automatizada utiliza sensores sem fio de alta precisão para monitorar continuamente estruturas críticas, como túneis e encostas. Esses sensores se comunicam via Wi-Fi com um Gateway, que transmite os dados pela internet para uma plataforma de software. Isso permite o acompanhamento remoto em tempo real de deslocamentos, deformações e outros parâmetros essenciais. A tecnologia elimina a necessidade de cabos, reduzindo custos e facilitando a instalação, além de ser escalável para projetos de diferentes portes e operar em condições ambientais extremas. Neste caso, o instrumento principal é o clinômetro. Este instrumento consegue medir movimentos, giros, nos 3 eixos (X, Y, Z) o que permite detectar qualquer variação seja no sentido que seja. Em alguns modelos,

conseguimos medir também deslocamentos entre dois pontos o que é de grande utilidade para medição de convergências em túneis. (Figura 7).



Figura 7. Clinómetros SENCEIVE®

Uma grande vantagem destes instrumentos é o seu tamanho e versatilidade. O clinómetro cabe na palma da mão e além disso trata-se de um instrumento, a diferencia dos manuais, que pode ser reaproveitado e relocado em diferentes frentes de trabalho em diferentes momentos do projeto.

Estes aparelhos (nodos), são conectados via rádio com um sistema de toma de dados conhecido como Gateway (Figura 8). O sistema pode ser configurado para que a toma de dados seja realizada a cada segundo, poucos segundos, minutos ou o que a situação de cada momento precise. O único completo que o Gateway precisa é uma conexão a uma rede, seja por WIFI ou ethernet que permita a descarga de dados numa plataforma de tratamento e leitura.



Figura 8. Gateway para instrumentação automatizada

Desta forma as medidas são tomadas de modo recorrente conforme a configuração programada, e os dados podem ser revisados em remoto desde qualquer ponto com acesso a internet. (Figura 9).



Figura 9. Gráfica com dados da instrumentação automatizada

2 CONTROLE AUTOMATIZADO CENTRO HISTÓRICO DE QUITO

Ao verificar no início das obras de construção da Linha 6 do Metrô de São Paulo que a instrumentação prevista no projeto era manual, a ACCIONA decidiu aproveitar o modelo de instrumentação e monitoramento utilizado nas obras de construção da Primeira Linha do Metrô de Quito, também executada pela ACCIONA.

Esse modelo foi baseado em potencializar o uso da instrumentação automatizada 24/7, substituindo posições fixas de controle de edifícios por posições móveis que permitiam sua relocação após o avanço da frente de escavação. Dessa forma, passou-se de prever 15 estações totais automatizadas em 15 posicionamentos fixos durante toda a obra para utilizar 5 estações totais automatizadas em 52 posicionamentos móveis (Figuras 10, 11).

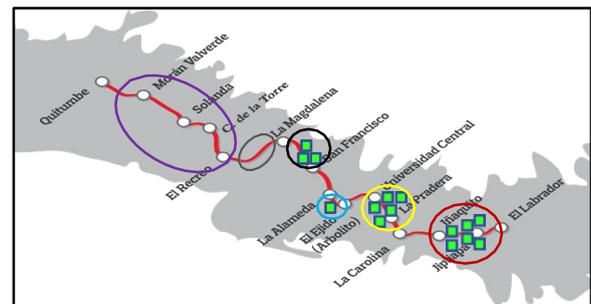


Figura 10. Trechos com monitoramento automatizado previstos inicialmente em 2016.

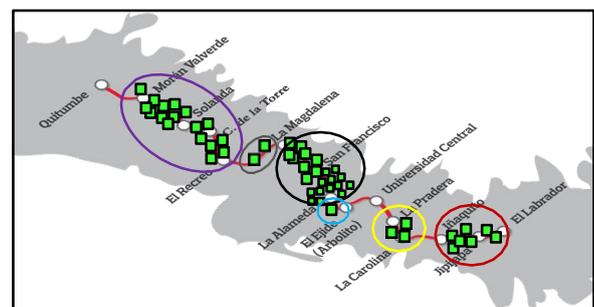


Figura 11. Trechos com monitoramento automatizado previstos totais para 2019.

Essa mudança gerou um aumento de 213% do traçado monitorado de forma automatizada, já que, dos 3.000 metros previstos inicialmente em 2016 para serem monitorados de forma automatizada com essas 15 estações, em 2019 já haviam sido monitorados de forma automatizada um total de 10.400 metros (Figura 10).

Esse aumento tão considerável nas áreas monitoradas 24/7 de forma automatizada é ainda mais impressionante quando analisado do ponto de vista do número de leituras. Nos 37 posicionamentos adicionais que passaram de controle manual para

automatizado, a frequência de leitura foi aumentada de 1 leitura diária para 1 leitura por hora, ou seja, 24 vezes mais do que o previsto.

Essa otimização se torna ainda mais significativa se considerarmos que 2.100 metros desse traçado passam sob o Centro Histórico de Quito, declarado Patrimônio da Humanidade pela UNESCO (Figura 11). Praticamente toda a área do Centro Histórico localizada dentro da área de influência do túnel foi monitorada com instrumentação automatizada de forma contínua, 24 horas por dia, 7 dias por semana, com três estações totais posicionadas: à frente, sobre e atrás da frente de escavação, respectivamente.

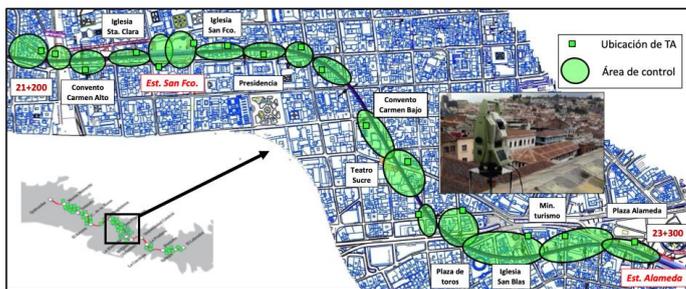


Figura. 12. Detalhe das áreas de monitoramento no centro Histórico de Quito.

Em paralelo se teve outras 2 mais Estações Totais automatizadas, pelo controle da praça San Francisco, umas das principais praças do centro histórico da cidade e lugar da estação do metrô San Francisco, mantendo um controle 24/7 dos edifícios históricos no redor da praça durante 2 anos consecutivos com leituras a cada 10-15 min.

Para finalizar este resumo sobre a origem da metodologia atualmente empregada na Linha 6, é importante destacar que toda essa otimização da instrumentação geotécnica no Metrô de Quito foi realizada dentro do orçamento inicial, sem qualquer tipo de aumento no custo previsto.

3 SISTEMA AUTOMATIZADO PARA CONTROLE DO AVANÇO DA TBM NO TRECHO ESTAÇÃO SESC POMPEIA – ESTAÇÃO 14 BIS

Aproveitando a experiência descrita no capítulo anterior, a ACCIONA realizou uma revisão dos trechos da futura Linha 6 Laranja, nos quais se concentram os edifícios mais singulares dado o progresso da escavação do TBM. Especificamente, o trajeto da futura Linha 6 Laranja avança, entre outros, pelos bairros de Pompeia, Perdizes, Higienópolis e Bela Vista (Figura 12), por meio da execução de um túnel em escavação mecanizada com Shield (TBM). Esses bairros apresentam alta densidade de edifícios altos, ultrapassando os 10 andares (Figura 13). Pelo tanto, a necessidade de prevenir riscos geológicos devido aos recalques diferenciais, com as

consequentes distorções angulares, é vital pela execução da obra em condições adequadas de segurança. O projeto inicial prevê monitoramento geotécnico com instrumentos de controle manual e frequência de 2 leituras diárias. A ACCIONA considerou que é necessário o aumento da frequência das leituras para que, em caso de ativação de uma patologia, incidente ou variações de recalques diferentes dos estimados no projeto, seja reduzido o intervalo de tempo entre o início, detecção e comunicação aos funcionários responsável para adotar medidas preventivas e/ou corretivas (Matteucci et al. 2024).



Figura 13. Trecho tipo de TBM entre as estações SESC-Pompeia (SEP), Perdizes (PDZ), com 5 edifícios com instrumentação automatizada.



Figura 14.- Perspectiva de edifício com mais de 10 pavimentos localizado no início do trecho entre as estações PUC e FAAP.

Depois de estudar diferentes opções para implementar a monitorização contínua 24 horas por dia, 7 dias por semana (24x7), conforme necessário para cada edifício envolvido, foi comprovada a sua inviabilidade econômica. O custo de qualquer uma dessas opções automatizadas representou um custo extra entre 100% e 150% mais caro que a opção de projeto manual.

Diante desta situação, a ACCIONA aproveitou a experiência descrita da construção da Primeira Linha do Metrô de Quito, no Equador. Nesse projeto, após minucioso trabalho de seleção de edificações e tempos de passagem da TBM, foi desenhado o processo de instalação, desinstalação e realocação dos

sistemas topográficos automatizados relocáveis, com controle contínuo 24x7, durante a passagem do TBM. Na Linha 6, a solução tecnológica selecionada consistiu em clinômetros automatizados da marca SENCEIVE®; pela sua facilidade de montagem, desmontagem, autonomia para comunicação e transmissão de leituras, bem como pela independência da instrumentação de um edifício em relação ao resto. Cada sistema é composto por um clinômetro triaxial automatizado (Figura 7) para cada ponto instrumentado, equipado com bateria e conectividade WIFI, e um Gateway (Figura 8) que recebe as leituras coletadas de todos os pontos instrumentados via Wi-Fi, as envia pela Internet para um website (Figura 9), que coleta os dados, gera gráficos e envia avisos de alerta (via e-mail, sms) quando os níveis máximos definidos forem ultrapassados.

A estrutura dos edifícios foi analisada e os pontos mais representativos foram selecionados para monitorar possíveis distorções angulares e inclinações que pudessem comprometer sua integridade estrutural (Matteucci et al. 2024).

O tempo de operação da instrumentação automatizada em cada prédio dependia da duração da passagem da TBM pela sua área de possível influência, sendo em média 5 dias. Este tempo foi acrescentado com o tempo de instalação, teste e desinstalação, com uma média de 28 dias. Com 2 sistemas independentes de 1 Gateway e 6 clinômetros automatizados cada um, foi possível ter os 12 prédios selecionados do trecho entre as estações SESC Pompeia, Perdizes e PUC monitorados continuamente 24/7, tendo-os atualmente disponíveis para monitorar outros edifícios segundo ao avanço da TBM. Além do aumento considerável dos níveis de segurança, a utilização desta solução de instrumentação realocável (Figura 13) representa uma economia de 66% em comparação com a opção de monitoramento manual.

Desde agosto de 2023 até outubro de 2024, entre a estação SESC-Pompeia e a estação 14 BIS, foi possível incorporar esta solução de monitoramento automatizado em um total de 32 prédios com mais de 10 andares para um percurso de 4.860 m de túnel. Com esta solução de realocação de clinômetros, além do controle predial, o viaduto localizado na Praça 14 Bis também foi automatizado, aproveitando a

versatilidade da tecnologia de clinômetros automatizados (Figura 15).

Figura. 15. Instalação no viaduto da praça Quatorze Bis.

Desta forma, durante a passagem do TBM sob esta estrutura, a sua reação poderá ser monitorizada em tempo real, especialmente tendo em conta a proximidade do túnel com menos de um diâmetro à sua fundação.

4 SISTEMA AUTOMATIZADO LINHA 1 E 4 METRO SP

A Linha 6 Laranja do Metrô de São Paulo, no Brasil, atravessará a cidade do norte ao centro, passando por infraestruturas já existentes, incluindo outras duas linhas de metrô em operação: a Linha 1 Azul, no bairro da Liberdade, na estação São Joaquim, e a Linha 4 Amarela, no bairro Higienópolis, na estação Mackenzie-Higienópolis. O desafio apresentado é garantir a segurança durante as obras, mantendo o funcionamento de ambos os sistemas de metrô, sem interromper sua operação.

Em ambas as linhas, o acesso aos túneis é restrito ao horário noturno, entre 1h e 3h da madrugada, quando a infraestrutura fica em manutenção. Esse intervalo de tempo é muito curto para realizar o controle de instrumentação por métodos tradicionais manuais, permitindo, na melhor das hipóteses, apenas uma medição por dia.

ACCIONA optou pela solução tecnológica dos clinômetros automatizados da marca SENCEIVE®. Foram implantados sistemas de monitoramento adaptados às particularidades de cada trecho da obra, com uma frequência de leituras a cada 1 hora (24 leituras diárias por sensor), complementando a instrumentação manual (1 mensal).

4.1 Monitoramento Linha 1, Azul

Na estação São Joaquim, foram escavados poços secantes, e o corpo da estação será escavado utilizando o método NATM side drift, progredindo por baixo da Linha 1 (Figura 16).

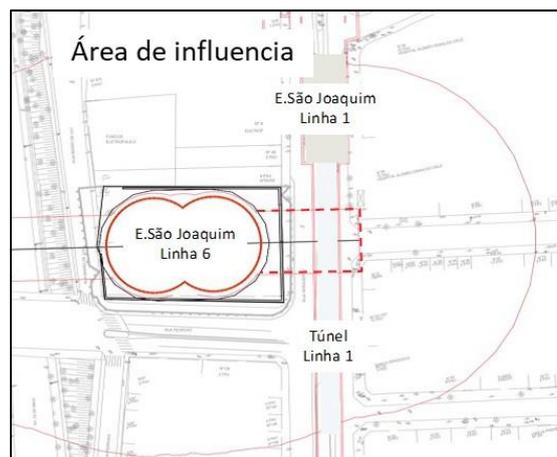


Figura. 16. Posicionamento entre a Linha 1 e estação São Joaquim da Linha 6. Em vermelho tracejado, futuro corpo da estação NATM.

Dentro da área de influência, os trilhos foram instrumentados com clinômetros e distanciômetros a laser, montados em uma barra (Figuras 17 e 18) desenvolvida na obra, para medir a abertura e o assentamento diferencial entre os trilhos.



Figura. 17. Instalação nos trilhos do clinômetro+distanciômetro na barra articulada

Da mesma forma, as juntas das paredes do túnel foram instrumentadas para medir possíveis assentamentos diferenciais (Figura 16).

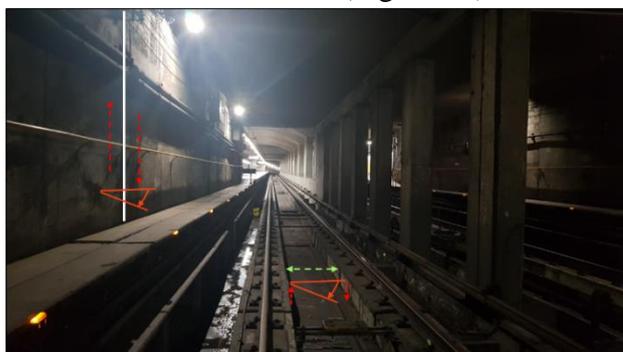


Figura. 18. Vista dos movimentos monitorados. Vermelho: recalque diferencial. Verde: abertura entre trilhos

Foram instaladas 8 seções de controle ao longo do túnel, com a frequência de leituras que permite avaliar em tempo real as deformações que ocorram, permitindo antecipar uma possível interrupção da operação em caso de alerta de atenção.

Durante a execução dos poços tangentes da estação, não foram registrados movimentos que superassem os parâmetros de atenção. Para a execução do corpo da estação, o sistema está pronto para o monitoramento. Esse nível de segurança não teria sido possível sem a opção de instrumentação automatizada.

4.2 Monitoramento Linha 4, Amarela

Na estação Mackenzie-Higienópolis, para fazer a interconexão entre a Linha 6 e Linha 4, está-se

escavando túneis de interligação paralelo ao Linha 4 em operação (Figura 19).

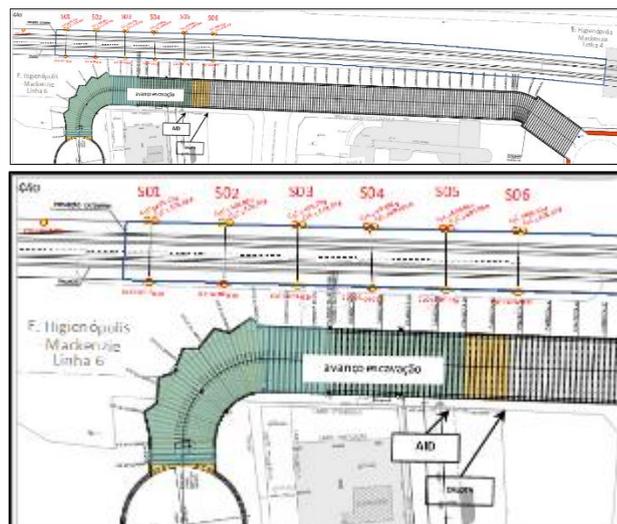


Figura. 19. Posicionamento, seções de controle automatizado e avanço da escavação do túnel de interconexão (em verde e amarelo) entre as Linha 6 e 4.

Para controlar as possíveis deformações do túnel da Linha 4 por conta da execução do túnel paralelo, se tem instrumentadas seções de convergência com clinômetros e distanciômetros a laser ODS (Figura 20 e 21). Em total foram instaladas, como complemento da instrumentação manual, 18 seções no todo túnel, realocando aparelhos (nodos) na medida do avanço da escavação e estabilização.

Na data de hoje os nodos das seções S1 e S2, estiveram instaladas desde fev.2023 até out.2023, e foram realocadas para instalar as seções S7 e S8.

Durante a escavação do túnel paralelo a linha 4, pode-se conferir a evolução de divergências (abertura) determinadas pela instrumentação automatizada no



Figura. 20. Posicionamento tipo de uma seção de controle com nodos dentro da Linha 4.



Figura 21. Detalhe dos nodos instalados

túnel da Linha 4, coincidentes com as convergências (fechamento) medidas por instrumentação manual no túnel em execução.

Também como complemento, se instalou instrumentação automatizada específica para o controle do avanço da TBM sob própria Linha 4 incluindo um sistema de filmagem ao vivo do túnel.

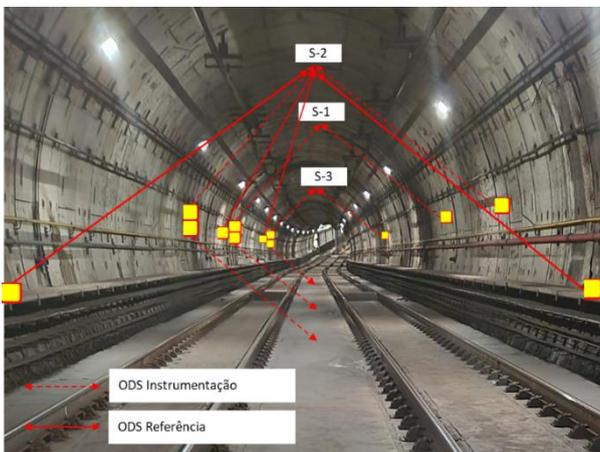


Figura 22. Vista dos movimentos monitorados.

Como as 2 sistemas, tanto monitoramento de recalques em tempo real (Figura 22), quanto filmagem ao vivo para revisão da linha durante a operação (Figura 23), pude-se escavar o túnel com a TBM e controlar a segurança, durante a operação da linha 4.



Figura 23. Vista da locação das 2 câmeras e filmagem da Linha 4.

Igualmente que na instalação da linha 1, esse nível de segurança não teria sido possível sem a opção de instrumentação automatizada.

5 SISTEMA DE CONTROLE DE REBAIXAMENTO CCR

Na Linha 6 Laranja do Metrô de São Paulo, no Brasil, entre outras intervenções, é necessária a implementação de sistemas de rebaixamento de águas subterrâneas, pois deles depende a estabilidade da escavação, o suporte dos revestimentos primários e o controle da pressão hidrostática no caso da TBM (Shui-Long Shen et al., 2021 e Pujades et al., 2012).

O desafio é a de garantir o funcionamento ininterrupto dos sistemas de rebaixamento do lençol freático, que, tradicionalmente, em São Paulo, são controlados manualmente. Os dados de vazão e nível de água são fundamentais para compreender o comportamento do sistema de rebaixamento e realizar sua gestão adequada.

5.1 Desenvolvimento do CCR

Para atender à necessidade de otimizar o controle dos níveis de rebaixamento e, analisar e responder em “tempo real” a qualquer possível patologia que possa surgir, foi desenvolvido um sistema de telemetria e uma aplicação web para monitorar remotamente o estado dos poços de rebaixamento.

O Centro de Controle de Rebaixamentos (CCR) foi concebido para automatizar os processos de verificação do estado de ligado/desligado das bombas e a medição do nível de água. Esse sistema foi desenvolvido por meio do Fundo de Aceleração da Transformação Digital da ACCIONA (FATDA), um programa de cofinanciamento de iniciativas de transformação digital, com o objetivo de acelerar a cultura de mudança por meio da tecnologia (ACCIONA, 2023 e Creus et al., 2024), juntamente com parceiros externos.

5.2 Implementação do CCR na escavação da TBM na zona de falha Simão velho

No trecho de escavação da TBM NORTE, entre as estações Freguesia do Ó e João Paulo, foi implementado o CCR para enfrentar o desafio de atravessar a zona da Falha de Simão Velho, que abrange uns 28 anéis da TBM. A geologia é composta por alterações de granito, blocos fraturados do próprio granito, rochas de falha milonitizadas, sedimentos recentes e, em geral, apresenta um nível freático praticamente superficial, com comportamento hidrostático até o topo da rocha.

Nessa região, o fluxo é regido pelo meio descontínuo, e o material fraturado e milonitizado que favorece a permeabilidade e o fluxo do Rio da Pedra, que corre paralelo ao traçado da TBM (Campanha, 2022).

Devido à pressão de água consideravelmente alta, a operação de escavação da TBM neste trecho torna-se significativamente mais complexa. A alternativa para reduzir a pressão hidrostática foi a utilização de Poços de Bombeamento (PBS) como meio de diminuir a pressão através da extração de água, promovendo o rebaixamento do nível freático (Yepes Piqueras, 2020). Foram executados 18 PBS ao longo de um corredor de 50 metros na longitudinal do traçado que atravessa a falha e 3 PBS no eixo do túnel, criando até três "cortinas em forma de U" (Shui-Long Shen et al., 2021). Essa configuração permite escalar a ativação dos PBS restantes de forma gradativa, sem a necessidade de ativar todos ao mesmo tempo (Figura 24).



Figura 24. Posicionamento dos PBS laterais e no eixo, no traçado e anéis do túnel. Avanço da TBM (vermelho) com rebaixamento escalável.

A partir de uma extrapolação do volume que hipoteticamente poderia ser extraído, calculado com uma prova de rebaixamento realizada previamente (Creus et al. 2024), no caso de todos os PBS estarem ativados continuamente, previa-se extração do 17.820 m³ de água, o que excederia em muito qualquer parâmetro de conservação e, com certeza, geraria um desequilíbrio hídrico na região. Implementando o CCR, o objetivo era ajustar o máximo possível a desativação e obstrução do PBS central antes do avanço da TBM, para evitar uma possível frente instável devido ao risco de comunicação direta da TBM com a superfície através desse PBS. Ao mesmo tempo, buscava-se otimizar ao máximo sua fase ativa, com monitoramento contínuo 24/7 dos PBS para avaliar a eficácia do rebaixamento e poder decidir em "tempo real" quando ativar e desativar de forma coordenada os PBS centrais ao longo do eixo e nos dois lados do túnel.

Foram estabelecidas etapas de ativação e desativação dos PBS, a partir da revisão e análise em tempo real com o CCR, monitorando os níveis de água do maciço, já que os próprios PBS desativados funcionam como um piezômetro aberto. Com essa metodologia de trabalho, foi possível realizar até 2 "cortinas em forma de U" (com os PBS do eixo e seus

laterais) com a ativação escalonada dos PBS durante a fase de aproximação da TBM, entre os anéis 450 e 480. Em seguida, entre os anéis 480 e 491, todos os PBS permaneceram ativados no avanço da zona central da falha, sendo possível realizar mais 1 "cortina em forma de U". A partir do anel 491 até o 513, iniciou-se a fase de afastamento, com a desativação escalonada dos PBS à medida que a TBM continuava avançando para fora da região da Falha de Simão Velho (Figura 24).

Uma vez ultrapassada a região da falha e com todos os dados registrados sobre os rebaixamentos (Creus et al. 2024), foi constatado que, na fase de aproximação, com a ativação escalonada dos PBS, houve uma economia de 74% na extração de água em comparação ao bombeamento contínuo. Já na fase de afastamento, com a desativação escalonada dos PBS, foi possível alcançar uma economia de 55%. No total, a economia na extração de água foi de 6.095 m³, passando de uma previsão hipotética de 8.585 m³ para uma realidade de 2.490 m³, o que representa uma economia de 71% na extração de água (Figura 25).

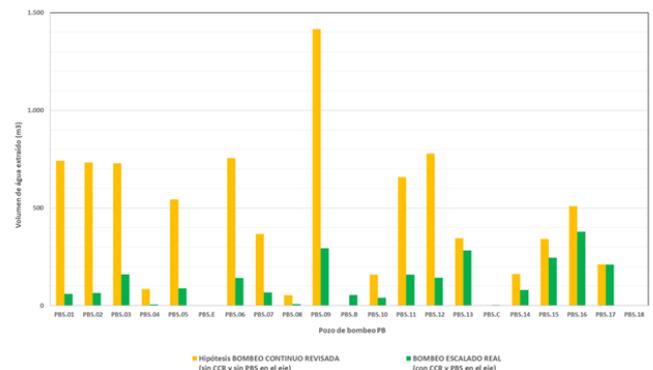


Figura 25. Relação dos volumes de água extraídos na hipótese de estudo e nas fases de aproximação + afastamento da TBM

5.3 Otimização de processos e segurança

A otimização do processo de rebaixamento é evidente a partir dos dados de volumes extraídos, comparando com os volumes hipotéticos de um bombeamento contínuo, conforme exposto por Campanha (2022). Na figura 26, é apresentado um resumo dos percentuais de economia obtidos graças à implementação e ativação de um sistema de rebaixamento escalável com PBS ao longo do eixo, o que é possível somente por meio da obtenção e análise de dados em tempo real, utilizando uma solução tecnológica como o Centro de Controle de Rebaixamentos – CCR.

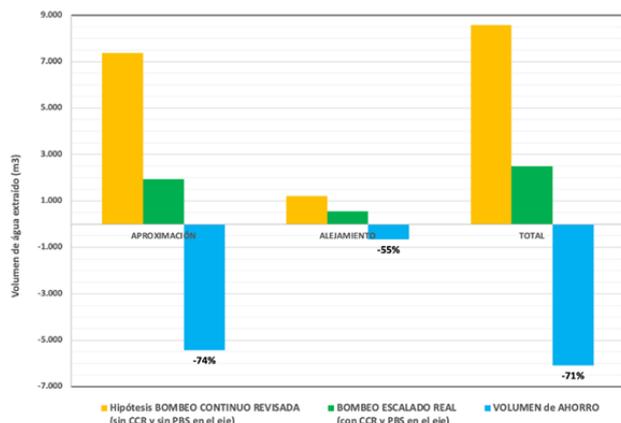


Figura. 26. Relação dos volumes totais de água extraídos

O CCR permite isentar a equipe técnica da obra de tarefas rotineiras de cálculo e tratamento de dados, que limitam sua capacidade de análise. Com uma solução tecnológica como o CCR, a equipe técnica pode concentrar todos os seus esforços em realizar uma análise mais profunda e rápida da situação, minimizando riscos e aumentando as chances de otimizar o processo construtivo, tudo isso graças a uma capacidade de análise mais precisa e uma reação mais ágil.

6 CONCLUSÕES

A incorporação da instrumentação automatizada em um megaprojeto como é a Construção da Linha 6 Laranja do Metro São Paulo, inicialmente planejado com apenas instrumentação manual, representou um avanço significativo na execução da obra.

A adoção de tecnologias automatizadas não apenas aumentou a segurança do projeto, mas também otimizou os processos de monitoramento e controle geotécnico e hidrogeológico, permitindo uma maior frequência e número de leituras em tempo real.

Desde o início da obra em 2021, foram feitas 10 milhões de leituras manuais para 21.923 instrumentos. Na instrumentação automatizada acrescento esse número um 55% com 5,5 milhões de leituras para 279 sensores.

Essa melhoria na coleta de dados proporcionou uma resposta mais rápida a potenciais riscos, contribuindo para a tomada de decisões mais assertivas durante a execução. Atualmente 17 frentes de escavação com previsão de monitorar manualmente foram reforçados com instrumentação geotécnica automatizada. Além disso, 6 frentes de escavação equipados com sistemas de rebaixamento do lençol freático também foram automatizados com CCR.

Além disso, o aumento da precisão e a redução do tempo de análise de dados resultaram em uma execução mais eficiente, sem ultrapassar o orçamento inicialmente estipulado. O equilíbrio econômico foi mantido, em grande parte, graças à realocação constante dos sistemas automatizados. Entre 2022 e

2024 foram feitas 473 realocações de sensores, uma realocação cada menos de 3 dias. Essas realocações foi o que permitiu otimizar a cobertura de monitoramento sem a necessidade de grandes investimentos adicionais.

Adicionalmente, a instrumentação automatizada proporciona uma melhoria nos níveis de sustentabilidade da obra, reduzindo o número de quilômetros anuais em 17.520 kms com 1.051 litros de combustível não consumido, com a correspondente redução das emissões de CO₂, tudo isso produto de a diminuição dos traslados entre os trechos de obra das equipes de leituras manual. Com o controle do lençol freático e rebaixamentos de água com o CCR, se desmuniu também a degradação dos aquíferos graças à redução de 6.095 m³ no volume de água captado, melhorando o possível impacto no regímen hídrico da cidade de São Paulo.

Dessa forma, a instrumentação automatizada prova ser uma solução eficaz, tanto do ponto de vista técnico quanto financeiro, agregando valor ao projeto e garantindo sua segurança e sucesso.

7 REFERÊNCIAS

ACCIONA. 2023. web.

https://www.acciona.com/es/nuestro-proposito/sostenibilidad/objetivos-desarrollo-sostenible/?_adin=11551547647

AETOS. 2015. *Instrumentación y auscultación en el proyecto, construcción y explotación de túneles urbanos*. Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas.

Campanha C. A. 2022. *Relatório geológico-geotécnico do Túnel de Via entre a Estação Freguesia do Ó e a Estação João Paulo I da Linha 6 – Laranja do Metrô de São Paulo*. RT-6.18.02.00/6C3-001-0. Relatório Técnico, CLU-Metrô Linha 6.

Creus J.M, Peña C., Teixeira I., Collado R., Mendi D. 2024. *Innovación y automatización del sistema de control y monitoreo para abatimiento de nivel freático*. 12º Congresso Luso-Brasileiro y 8as Jornadas Luso-Espanholas. In press

Dunnicliff J. 1993. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. John Wiley & Sons.

Matteucci L., Peña C., Teixeira I., Scremin A., Collado R., Mendi D., 2024. *Monitoramento geotécnico automatizado detecta recalques no trajeto do túnel escavado com TBM*. Revista OE, Vol. 595, 20.

Pujades E., Carrera J., Vázquez-Suñé E., Jurado A., Vilarrasa V. 2012. *Hydraulic characterization of diaphragm walls for cut and cover tunnelling*. Eng. Geol., Vol 125, 1–10.

SENCEIVE. www.senceive.com

Shui-Long Shen, Hai-Min Lyu a, Annan Zhou, Lin-Hai Lu, Gang Li, Bing-Bing Hu. 2021. *Automatic control of groundwater balance to combat dewatering during construction of a metro system*. Automation in Construction, Vol. 123, 1-11, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103536>
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.10.012>.

Yepes Piqueras V. 2020. *Procedimientos de Construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Editorial Universitat Politècnica de València, Valencia.

Automação no Acompanhamento Técnico de Obras: Vantagens e aplicações utilizando dados de instrumentação geotécnica

Saulo Gobbo Menezes & Eduardo Augusto Fechio
CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil

A instrumentação geotécnica é essencial em obras de escavação subterrânea, tanto manuais (p.ex., Drill & Blast, NATM) quanto mecanizados (p.ex., TBM, EPB, Slurry Shield). A equipe de acompanhamento técnico de obra (ATO) avalia o desempenho e segurança da obra, em parte, através de indicadores como perda de solo, distorção angular de edifícios e de dados de convergência e recalque de túneis, poços e valas. O cálculo da perda de solo e distorção angular de edifícios são realizados, normalmente, através de planilhas eletrônicas e para conjuntos de dados restritos, apesar da grande quantidade de dados produzidos diariamente durante a obra, devido ao elevado tempo empenhado para os cálculos. Além disso, a interpretação da convergência/recalque e o ajuste de curvas para calcular a perda de solo podem guardar certo grau de subjetividade. Posto isto, este trabalho apresenta a aplicação de conceitos da ciência de dados — processamento, automação, identificação de padrões e modelagem — aos dados de instrumentação interna (pinos de convergência/recalque) e externa (marcos superficiais e pinos de edificação), utilizando scripts desenvolvidos em Python. Dentre os principais resultados obtidos, destacam-se: (1) a adaptabilidade aos formatos de apresentação de dados fornecidos pelas empresas instrumentadoras; (2) o ganho de tempo para as tarefas de seleção e preparo dos dados, que pode ser realizado em poucos segundos; (3) o cálculo dos indicadores considerando toda a série temporal de dados, também em poucos segundos, possibilitando identificar padrões e comportamentos através da correlação com os eventos de obra; (4) a transformação dos dados de convergência e recalque, normalmente analisados em função do tempo ou distância, como gráficos de vetores, possibilitando analisar de forma clara a trajetória da deformação de cada pino, afastando efeitos da subjetividade das análises; (5) a visualização dos dados aprimorada, possibilitando comunicar estas análises aos diferentes stakeholders de forma clara e concisa.

1 INTRODUÇÃO

A instrumentação geotécnica é parte essencial nas obras de escavações subterrâneas devido ao seu potencial, tanto para monitorar deformações excessivas, aumentando a segurança do empreendimento, como para a otimização do projeto, possibilitando a redução de custos.

A análise dos dados de instrumentação, normalmente, é realizada pela equipe de Acompanhamento Técnico de Obra – ATO, que além da observância dos limites de referência para deslocamentos, normalmente preconizados em projeto, possui a atribuição de identificar comportamentos padrão através das medidas absolutas dos instrumentos e de indicadores, como a perda de solo, distorção angular de edifícios e

convergência de túneis, poços e valas. No entanto, com os avanços tecnológicos aplicados a aquisição de dados de instrumentação e necessidade, cada vez maior, de mais instrumentos instalados para monitoramento em obras, há também o obstáculo do aumento da quantidade de dados produzidos para análise diariamente. Em grandes centros urbanos onde, além do adensamento de imóveis na superfície, também há abundância de infraestruturas subterrâneas já instaladas (p.ex. galerias pluviais, adutoras etc.), o aproveitamento pleno do conjunto de dados produzidos, através de análises complexas mais rápidas e com menor influência do fator erro humano, torna-se cada vez mais importante para tomada de decisão rápida e assertiva. Neste sentido, a utilização de conceitos e ferramentas da ciência de dados, como:

(1) processamento de dados com diferentes formatos e estruturas; (2) a automação de atividades durante o preparo dos dados; e (3) a identificação de padrões e visualização dos dados; tornam-se importantes para auxiliar as análises diárias das equipes de ATO, bem como a sua comunicação com os demais envolvidos no projeto.

Por meio de scripts desenvolvidos utilizando a linguagem de programação Python, este trabalho explora o potencial da análise automatizada de dados de instrumentação, através de indicadores como perda de solo e distorção angular de edifícios, além da análise de convergência e recalque de túneis utilizando vetores deslocamento. Para cada indicador, são discutidos os respectivos fluxo de trabalho realizado pelos scripts, possíveis formas de visualização dos resultados e suas vantagens.

2 CÁLCULO DOS INDICADORES

Os marcos superficiais e pinos internos são posicionados em seções transversais ao túnel (Figura 1), permitindo correlacionar deslocamentos superficiais e internos. Já os pinos de recalque dos edifícios são instalados em todos os edifícios na área de influência da obra.

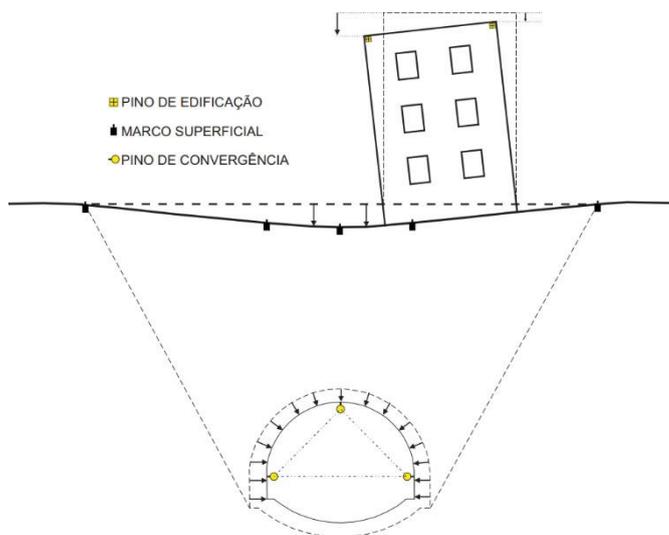


Figura 1. Detalhe da configuração dos instrumentos normalmente utilizada em obras subterrâneas e seus respectivos deslocamentos esperados.

Os pinos de edificação são utilizados neste trabalho para o cálculo da distorção angular dos edifícios, os marcos superficiais para o cálculo da perda de solo e distorção da bacia e os pinos internos para o cálculo dos vetores deslocamento.

A seguir, são descritos em detalhe como cada um destes indicadores é calculado.

2.1 Distorção Angular de Edifícios

Os danos em edifícios lindeiros a obra, causados pela deformação do solo durante escavações subterrâneas, podem ser estimados pelos valores de distorção angular máximo observado nas estruturas (Skempton e MacDonald, 1956).

A distorção angular ($\gamma_{máx}$) pode ser calculada através da Equação 1, onde P1 e P2 são os recalques absolutos medidos em dois pontos da estrutura distantes por L, e ΔP o recalque diferencial, calculado pela diferença entre os recalques medidos nos pontos P1 e P2 (Figura 2).

$$\gamma_{máx} = \frac{\Delta P}{L} = \frac{|P1 - P2|}{L} \quad (1)$$

Segundo Skempton e MacDonald (1956), fissuras nos edifícios começam a ocorrer com distorções angulares máximas de aproximadamente 1/300. No entanto, é importante considerar que as condições iniciais da construção podem afetar essa resposta, uma vez que problemas estruturais pré-existentes ou construções adjacentes podem induzir recalques e distorções antes mesmo do início da obra subterrânea.

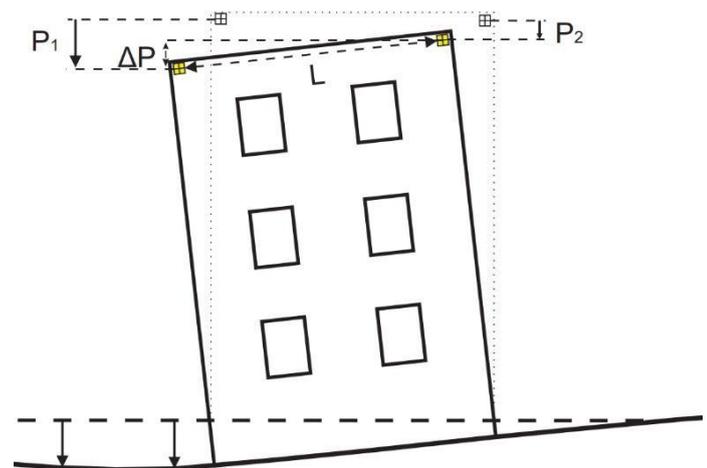


Figura 2. Exemplo de recalque em edifício e detalhe da locação de pinos de edificação.

2.2 Perda de Solo e Distorção da Bacia

A distribuição dos deslocamentos induzidos à superfície do terreno é obtida, normalmente, com leituras de marcos superficiais posicionados em malha simétrica e transversal ao túnel (Figura 3). Peck (1969) observou que tais deslocamentos tendem a apresentar os maiores valores de recalques sobre o eixo do túnel, e menores à medida que se distancia dele, em forma de bacia, similar a curva gaussiana, produzindo um volume de solo “perdido” (V_{Solo}).

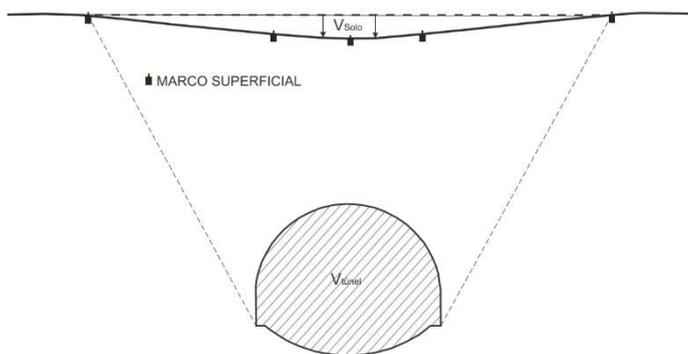


Figura 3. Bacia de recalque esperada para escavação de túneis.

A perda de solo é, portanto, o volume de solo escavado em excesso ao volume do túnel projetado e pode ser calculado através da razão entre o volume obtido através do ajuste da função gaussiana aos dados de marcos superficiais e o volume da seção do túnel ($V_{Túnel}$), conforme Equação 2, em porcentagem, podendo ser utilizado como um indicador de performance das escavações (Negro, 2009):

$$\%Vs = \frac{V_{Solo}}{V_{Túnel}} \quad (2)$$

Onde $\%Vs$ é a perda de solo, V_{Solo} é o volume de solo calculado pelo ajuste da curva gaussiana e $V_{Túnel}$ o volume do túnel, ambos para 1 metro linear de túnel. A função gaussiana geralmente oferece um bom ajuste aos dados (Peck, 1969). No entanto, Celestino et al. (2000) observaram que esse modelo pode suavizar a curva em bacias estreitas ou ‘encaixadas,’ subestimando a distorção angular do solo — um parâmetro crucial para prever danos nas estruturas próximas. Assim, esses autores recomendam o uso da função yield-density, modelo adotado neste trabalho. Os deslocamentos são expressos por três parâmetros na função *yield-density*, conforme Equação 3, abaixo:

$$S(x) = \frac{S_{Máx}}{1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^b} \quad (3)$$

Onde $S_{Máx}$ é o deslocamento máximo observado na seção, a um parâmetro de dimensão relacionado à largura da bacia, b um parâmetro adimensional que controla o formato da bacia e x é o ponto de interesse ao longo da direção transversal ao túnel.

O ajuste da curva para obtenção destes parâmetros, frequentemente, é realizado de forma manual, através de planilhas eletrônicas ou, como utilizado neste trabalho, através da otimização do ajuste da curva aos dados utilizando o método dos mínimos quadrados, possibilitando um ajuste automatizado e com o menor erro possível.

Com base nestes parâmetros, pode-se calcular o volume de solo da bacia (V_s) e a distorção angular

máxima da bacia ($\gamma_{máx}$), conforme as equações 4 e 5 abaixo:

$$V_s = \frac{2\pi a S_{Máx}}{b \sin\left(\frac{\pi}{b}\right)} \quad (4)$$

$$\gamma_{máx} = \frac{S_{Máx} b B^{b-1}}{a(1+B)^2}, \text{ onde } B = \left(\frac{b-1}{b+1}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Com os valores de V_s obtidos pela Equação 4 e utilizando a Equação 2 para obtenção dos valores de perda de solo, pode-se avaliar a performance da escavação, com base nos intervalos de perda de solo sintetizados na Tabela 1, variando entre boa para perdas de solo $< 0,5\%$ e pré-ruptura para perdas de solo entre 3 e 40%.

Tabela 1. Resumo da performance da escavação esperada para cada intervalo de valor de Perda de Solo (Negro, 2009).

Qualidade da Escavação	Intervalos de Perda de Solo (%)
Boa	$< 0,5$
Normal	0,5 – 1,0
Ruim	1,0 – 3,0
Pré-ruptura	3,0 - 40

2.3 Vetor Deslocamento

A análise da interação solo-estrutura de túneis, poços e valas é realizada, normalmente, através de pinos ou marcos refletores instalados na estrutura, possibilitando medir a convergência entre dois pinos e o recalque de cada um deles.

A Figura 4 mostra um túnel com três pinos (P1, P2 e P3), onde são obtidas as leituras de recalque, e três cordas de convergência (Cordas A, B e C).

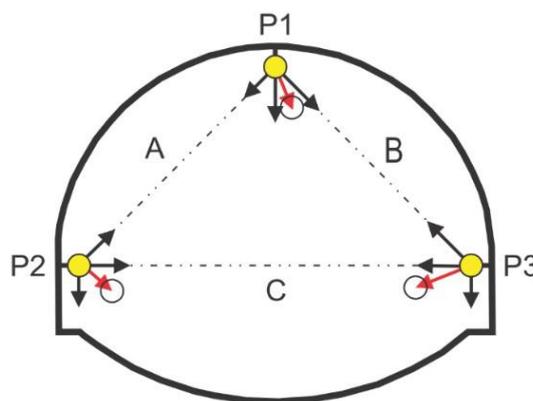


Figura 4. Configuração típica dos pinos de convergência e recalque em um túnel. As setas pretas são vetores formados pelo deslocamento medido pela convergência e recalque. As setas vermelhas são os vetores deslocamento resultante. Os círculos vazios representam o deslocamento de cada pino.

A análise dos deslocamentos, normalmente, é realizada a partir de gráficos de deslocamento em

função do tempo ou distância com relação à frente de escavação, sendo útil para análise de tendências. Em contrapartida, os gráficos de vetores deslocamento possibilitam analisar a trajetória do deslocamento de cada pino, utilizando dados de coordenadas x, y e z (Schubert et al., 2002), em softwares comerciais apropriados (p.ex. Geofit). O vetor deslocamento pode ser utilizado, tanto para os deslocamentos transversais como os longitudinais ao túnel. Os vetores transversais possibilitam analisar a simetria dos deslocamentos, fornecendo informação, por exemplo, sobre a homo/heterogeneidade do maciço circundante ou de possíveis defeitos no sistema de suporte (p.ex. ruptura de arco). Já os vetores longitudinais podem fornecer informações sobre a resistência do maciço a ser escavado (p.ex. aproximação de zona de falhas) (Schubert e Mendez, 2017).

Neste trabalho, os dados fornecidos pela empresa instrumentadora são de recalque e convergência, não possuindo informações sobre coordenadas x, y e z. Neste caso, as cordas e o recalque de cada pino formam vetores (Figura 4). A soma dos vetores das cordas e do recalque fornecem o vetor deslocamento resultante, conforme ilustrado pela Figura 4. Repetindo-se as somas de vetores de cada pino para todos os dados da série temporal, obtém-se ao final, a trajetória de deslocamento de cada pino.

3 RESULTADOS DA AUTOMAÇÃO

Nos exemplos de automação dos cálculos de indicadores de desempenho a seguir, foram utilizados dados de monitoramento de pinos de edificações, marcos superficiais e de pinos de convergência/recalque de dois túneis paralelos e de baixa cobertura. A edificação encontra-se na mesma posição que as seções de marcos superficiais e dos pinos de convergência, semelhante ao ilustrado na Figura 1.

Para a automação dos indicadores, foram utilizados scripts desenvolvidos em linguagem Python. Para tanto, foram utilizadas as bibliotecas Numpy, Pandas, SciPy, Matplotlib e Plotly, totalizando 503 linhas de código efetivo. Para cada indicador foi desenvolvido um script diferente, sendo detalhado como cada um funciona a seguir.

3.1 Automação da Distorção Angular de Edifícios

O script para cálculo da distorção angular em edifícios opera em cinco etapas, conforme ilustrado na Figura 5.

- Dados de Entrada: Incluem data de leitura, nome e coordenadas dos instrumentos, e dados de recalque.
- Filtragem: Os dados são separados em duas planilhas – uma com coordenadas geográficas

dos pinos, que será utilizada na etapa de cálculos, e outra com dados de recalques e datas de leitura.

- Tratamento: Problemas comuns, como ausência de dados, zeragens (quando instrumentos são danificados) e erros de leitura, são corrigidos de forma padronizada.
- Cálculos: São realizados os cálculos de distância entre instrumentos, recalque diferencial e distorção angular, gerando planilhas com os resultados.
- Visualização: Os resultados são apresentados em gráficos de distorção angular versus tempo.

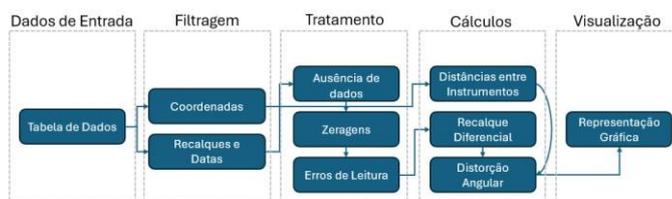


Figura 5. Fluxograma com as etapas e atividades realizadas pelo script de cálculo das distorções angulares de edifícios.

Neste exemplo de aplicação, o edifício contínuo possui 15 instrumentos instalados, sendo realizadas 190 leituras no total. Para cada instrumento há uma planilha de dados com informações referente à data de leitura, nome e coordenadas dos instrumentos, dados de recalque parcial e total e um campo de observação (Figura 6).

Dados de Entrada

Data	Lindero	N	E	Z	Parcial	Total	Obs
04/09/2018	LD77 PR03	8571257	557566	88.3693958	-0.53	19.79	
05/09/2018	LD77 PR03	8571257	557566	88.36914531	-0.25	20.04	
10/09/2018	LD77 PR03	8571257	557566	88.36776505	0.00	20.04	Zeragem
11/09/2018	LD77 PR03	8571257	557566	88.36790893	0.14	19.90	

Dados Filtrados e Tratados

Data	PR15 Total	PR14 Total	PR13 Total	PR12 Total	PR11 Total	PR10 Total	PR09 Total	PR08 Total	PR07 Total	PR06 Total	PR05 Total	PR04 Total	PR03 Total	PR02 Total	PR01 Total
2018-09-04	28.97	18.38	27.18	39.93	43.89	32.07	53.39	74.20	83.92	73.40	50.78	34.84	19.79	11.76	28.97
2018-09-05	28.97	18.38	27.18	39.93	43.89	32.07	53.39	74.20	83.92	73.08	50.37	34.51	20.04	11.94	28.97
2018-09-10	32.41	18.38	27.18	39.93	43.89	32.07	53.39	74.20	83.92	73.08	50.37	34.51	20.04	11.94	28.97
2018-09-11	32.45	17.99	26.92	39.72	43.76	32.07	52.99	74.22	83.41	73.04	50.06	34.66	19.90	12.01	29.02

Figura 6. Exemplo de processamento dos dados, após filtragem e tratamento, sendo agrupados em planilha única com as datas de leitura e recalque acumulado corrigido.

O tempo de processamento para este conjunto de dados, nas etapas de Filtragem e Tratamento, foi de 10 segundos. Já os cálculos da distância entre instrumentos, recalque diferencial e distorção angular são realizados para todas as combinações possíveis entre pinos de edificação, que neste caso são de 105 combinações, levando 4 segundos para ser realizado.

A Figura 7 apresenta o gráfico produzido na etapa de “Visualização”, sendo produzido em apenas 1,45 segundos. No total, o script levou, aproximadamente, 16 segundos para obtenção dos resultados.



Figura 7. Gráfico da Distorção⁻¹ vs. Tempo com a evolução da distorção⁻¹ (entre 0 e 1000) para todas as combinações possíveis de pinos. As setas vermelhas destacam a evolução da distorção para pares de pinos diferentes ao longo do tempo.

Nos 73 pares de pinos com distorção⁻¹ <1000 apresentados na Figura 7, é possível observar uma migração da aceleração da distorção de diferentes pares de pinos ao longo do tempo. Isso ocorre devido à posição do imóvel, que se encontra sobre os dois túneis, sofrendo recalques em diferentes partes dele, à medida que os túneis avançam, até a sua estabilização, sendo possível prever o momento e a região do imóvel onde serão observadas as primeiras fissuras durante a obra.

Destaca-se também que, neste exemplo, apenas 6 das 105 combinações possíveis apresentaram distorção⁻¹ menor que 300, ou seja, existe uma probabilidade de 5,7% de escolher, aleatoriamente, um par de instrumento e este apresentar a distorção crítica, que é abaixo de 300. Isto demonstra a importância do monitoramento das distorções para todas as combinações possíveis de pinos de edificações e da sua automação, especialmente para contextos de obras com mais de um imóvel na área de influência das escavações.

3.2 Automação da Perda de Solo e Distorção da Bacia de Recalque

O cálculo da perda de solo é realizado pelo script através das 5 etapas resumidas na Figura 8.

- **Dados de Entrada:** Incluem data de leitura, recalque dos instrumentos, a área da seção escavada e as distâncias entre instrumentos;
- **Filtragem:** Os dados são filtrados em uma planilha nova, com informações como recalque acumulado e datas de leituras;
- **Tratamento:** Problemas comuns, como ausência de dados, zeragens (quando instrumentos são danificados) e erros de leitura, são corrigidos de forma padronizada;
- **Cálculos:** é realizado o ajuste da curva yield density, conforme Equação 3, para cada

leitura de toda a série temporal de dados, possibilitando estimar os parâmetros a e b e utilizá-los para calcular o volume V_s (Equação 4) e a distorção da bacia $\gamma_{máx}$ (Equação 5);

- **Visualização:** São apresentados os gráficos de ajuste das curvas aos dados, possibilitando avaliar a qualidade do ajuste, e um gráfico de perda de solo e distorção da bacia versus tempo.

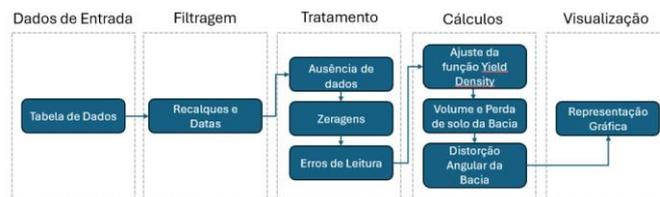


Figura 8. Fluxograma com as etapas e atividades realizadas pelo script de cálculo da perda de solo.

Para o túnel duplo utilizado como exemplo, foram realizadas 197 leituras em cada um dos marcos superficiais MS01 ao MS06, onde o MS04 é o instrumento localizado entre os dois túneis. Os dados foram fornecidos pela empresa instrumentadora conforme Figura 9, com informações referentes às datas e cotas de leitura, recalque medido e observação, para cada um dos instrumentos.

Dados de Entrada

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	MS-01	Cota observada (m)	Recalque	Observações	MS-02	Cota observada (m)	Recalque	Observações
8	20/03/2018	84.76749815	0.17		20/03/2018	84.6401869	-0.47	
9	20/03/2018	84.76741007	-0.09		22/03/2018	84.64021582	0.15	
10	21/03/2018	84.76741868	0.01		22/03/2018	84.6405924	0.38	
11	22/03/2018	84.76695802	-0.46		22/03/2018	84.64110694	0.51	
12	22/03/2018	84.76699031	0.03		23/03/2018	84.64030615	-0.80	

Dados Filtrados e Tratados

	A	B	C	D	E	F
1	Tempo	MS-03	MS-04	MS-05	MS-06	
2	2018-03-20	1.96	2.73	-0.54	0.80	
3	2018-03-21	1.95	1.40	-2.13	0.80	
4	2018-03-22	1.95	1.44	-1.31	0.80	
5	2018-03-23	1.89	-1.13	-0.92	0.17	
6	2018-03-24	0.57	-0.07	-0.92	-0.65	

Figura 9. Exemplo de processamento dos dados de marcos superficiais, após filtragem e tratamento, sendo agrupados em datas de leitura e recalque acumulado corrigido.

O tempo de processamento, para este conjunto de dados, nas etapas de Filtragem e Tratamento foi de 0,2 segundos. Já o tempo de processamento para as etapas de Cálculo e Visualização, conforme Figuras 10 e 12, foi de 7,33 segundos, totalizando 7,53 segundos para obtenção dos resultados para toda a série temporal.

A Figura 10 apresenta o resultado de cada ajuste da função yield density aos dados. No conjunto de leituras menores que 8mm de recalque, observa-se uma mudança na posição dos instrumentos. Isto ocorre porque a cada leitura nova, é verificado a posição do eixo da bacia e adaptada a posição dos instrumentos automaticamente. Esta mudança do eixo da bacia ocorre em função da aproximação do segundo túnel, que sobrepõe os deslocamentos do primeiro e altera a posição do eixo da bacia para a

região entre túneis (MS04). Efeito semelhante também poderia ser observado em função do método de escavação escolhido (p.ex. *half-side* ou *side-drift*).

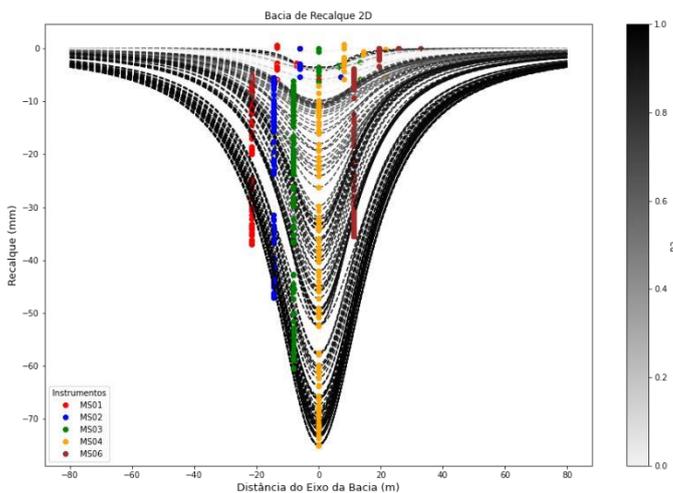


Figura 10. Bacia de recalque do túnel duplo ajustada aos dados. A barra vertical indica a escala de cores em função da qualidade do ajuste de cada curva, conforme o coeficiente de determinação R^2 .

Já a variação das cores das curvas ajustadas na Figura 10, fornecem informação sobre o coeficiente de determinação (R^2) do ajuste, sendo uma ferramenta para avaliação geral da qualidade do ajuste, com escala de cores que varia do branco (pior ajuste) ao preto (melhor ajuste).

Considerando os valores de R^2 de todos os ajustes realizados, constatou-se que estes apresentam, na maior parte dos casos, elevado coeficiente de determinação, com média de 0,89 e mediana de 0,95 (Figura 11). Isto indica que além da redução da subjetividade observada em ajustes manuais, a utilização dos ajustes automatizados possui boa confiabilidade.

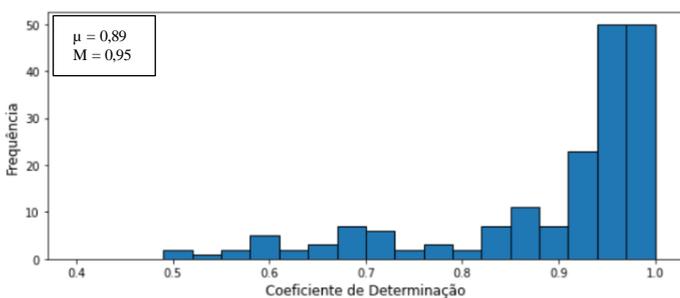


Figura 11. Histograma dos coeficientes de determinação R^2 para os ajustes da função yield density da Figura 10.

A Figura 12 mostra o gráfico da perda de solo e distorção da bacia em função do tempo para a escavação dos dois túneis. A perda de solo total foi de 1,95% com distorção da bacia de 1/348, próximo à distorção angular medida no edifício sobre esta seção (Figura 7).

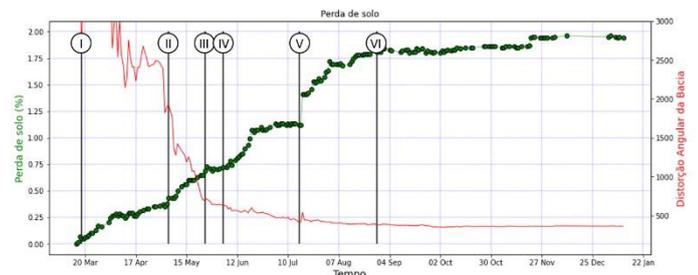


Figura 12. Gráfico da Perda de Solo e Distorção⁻¹ vs. Tempo. Os números I a VI indicam eventos de obra. I: Início da escavação do túnel 1, II – Frente de escavação do túnel 1 na progressiva da seção de instrumentação, III – Início da escavação do túnel 2, IV – Frente de escavação do túnel 1 distante +1 diâmetro da seção, V – Frente de escavação do túnel 2 na progressiva da seção de instrumentação, VI – Frente de escavação do túnel 2 distante +1 diâmetro da seção.

Através da correlação dos eventos de obra com os resultados de toda a série temporal (Figura 12), observa-se que a escavação do túnel 1 até a distância de +1 diâmetro do túnel em relação à seção de instrumentação (Figura 12 - I a IV), foi responsável por uma perda de solo de 0,72% e pela aceleração da distorção da bacia até 1/631. Observa-se também que entre o início da escavação do túnel 2 e a distância de +1 diâmetro da frente de escavação em relação à seção de instrumentação (Figura 12 – III a VI), houve um incremento significativo na perda de solo para 1,81% e uma redução na aceleração da distorção da bacia, chegando a 1/377. Isso ocorre tanto por um incremento contínuo e esperado dos deslocamentos durante a escavação dos dois túneis, com tendência de alargamento da bacia de recalque à medida que os deslocamentos dos dois túneis se sobrepõem, como também pela ocorrência de carreamentos durante a execução dos tratamentos de frente, realizados na região da seção de instrumentação do túnel 2, onde pode-se observar um pico da perda de solo (Figura 12 - V).

Utilizando-se apenas os valores de referência sintetizados na Tabela 1, a execução ou o projeto destes túneis poderiam ser classificados como ruim, uma vez que a perda de solo final está entre os limites de 1 a 3%, no entanto, a correlação dos eventos de obra com os resultados, possibilita identificar, tanto a influência de problemas de execução pontuais e passíveis de correção rápida, como é o caso dos carreamentos observados e corrigidos durante a execução do tratamento de frente, ou mesmo de projeto, ao observar comportamentos divergentes ao que era esperado (p.ex. instabilidades de frente, tratamento de frente ineficaz, sequência executiva inadequada etc.), possibilitando melhorar o desempenho da obra à medida que ela é executada, como neste caso, medindo as otimizações e melhoramentos a cada seção de instrumentação,

sendo uma ferramenta eficiente para o atingimento dos padrões de qualidade propostos na Tabela 1.

3.3 Automação dos Vetores Deslocamento

O script para o cálculo dos vetores deslocamento a partir de dados de convergência/recalque apresenta 5 etapas, conforme Figura 13.

- **Dados de Entrada:** Incluem informações sobre a forma do túnel, com as coordenadas da seção do túnel de projeto, além dos dados de datas de leitura, recalque e convergência;
- **Filtragem:** Os dados fornecidos são filtrados em uma planilha nova, com informações de datas de leituras, convergência e recalque acumulado;
- **Tratamento:** Problemas comuns, como ausência de dados, zeragens (quando instrumentos são danificados) e erros de leitura, são corrigidos de forma padronizada;
- **Cálculos:** Os dados de convergência e recalque são transformados em vetores;
- **Visualização:** de coordenadas da forma do túnel e os dados de vetores deslocamento são plotados em um gráfico de dispersão em escala métrica para os eixos x e y.

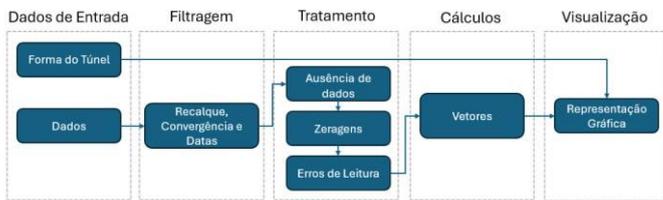


Figura 13. Fluxograma com as etapas e atividades realizadas pelo script de cálculo de vetores deslocamento.

Para o exemplo de aplicação dos vetores deslocamento, foram utilizados os dados de convergência e recalque dos pinos P1, P2 e P3 do túnel 2, semelhante à Figura 4, totalizando 108 leituras das quais, apenas as 25 primeiras leituras foram utilizadas para análise, uma vez que, nas demais leituras não foram observados deslocamentos significativos, permanecendo estável.

Dados de Entrada							
	A	B	C	D	M	N	O
1	Tempo	CV T-2 Leitura (m)	CV T-2 Parcial (mm)	CV T-2 Total (mm)	MR01 Leitura (m)	MR01 Parcial (mm)	MR01 Total (mm)
10	20/03/2018	5.5041	-0.5	0.4	758.1873	-0.1	-1.3
11	20/03/2018	5.5035	-0.6	-0.2	758.1868	-0.5	-1.8
12	21/03/2018	5.5035	0	-0.2	758.1872	0.4	-1.4
13	22/03/2018	5.5038	0.3	0.1	758.1874	0.2	-1.2
14	22/03/2018	5.5035	-0.3	-0.2	758.1868	-0.6	-1.8
15	23/03/2018	5.5033	-0.2	-0.4	758.1862	-0.6	-2.4

Dados Filtrados e Tratados						
	A	B	C	D	E	F
1	Tempo	CV_1-2 Total (mm)	CV_1-3 Total (mm)	CV_2-3 Total (mm)	MR01 Total (mm)	MR02 Total (mm)
5	20/03/2018	-0.05	-0.325	-0.125	-0.45	-0.225
6	22/03/2018	-0.05	-0.45	-0.275	-0.45	-0.225
7	24/03/2018	0.075	-0.55	-0.1	-0.5	-0.125
8	27/03/2018	0.225	-0.45	0.05	-0.525	-0.1
9	02/04/2018	0.225	-0.425	0.1	-0.525	-0.05

Figura 14. Exemplo de processamento dos dados de pinos de convergência, após filtragem e tratamento, sendo agrupados em datas de leitura, convergência entre pinos acumulada e recalque de cada pino acumulado. MR: Leitura de recalque e CV: Leitura de convergência.

Os dados fornecidos pela empresa instrumentadora apresentam, conforme Figura 14, informações referentes às datas de leitura e leituras de deslocamento parcial e total para convergência e recalque.

O tempo de processamento dos dados nas etapas de Filtragem, Tratamento e de Cálculos foi de 0,2 segundos, enquanto para a etapa de Visualização foi de 0,7 segundos, totalizando 0,9 segundos para transformar os dados apresentados na Figura 15, como normalmente são avaliados os dados de instrumentação, para o gráfico de vetores deslocamento da Figura 16, onde os círculos coloridos representam o vetor deslocamento de cada leitura, com exagero de escala para melhor visualização, e variação das cores em função do tempo, possibilitando analisar a trajetória dos deslocamentos de cada pino.

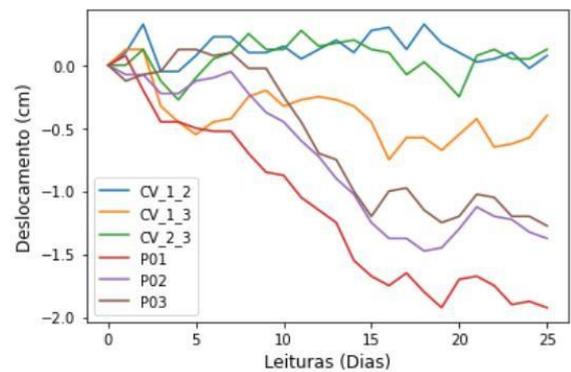


Figura 15. Deslocamentos internos do Túnel 2 em função do tempo. CV: Leitura de convergência e P: Leitura de recalque.

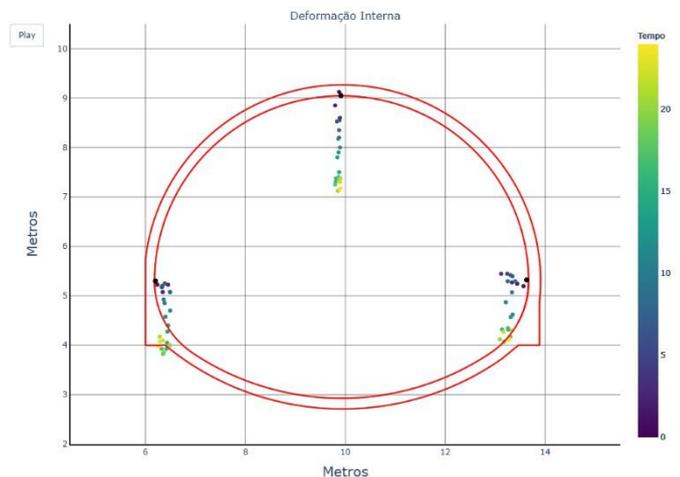


Figura 16. Vetor deslocamento em seção transversal do túnel 2. As setas vermelhas foram inseridas ao gráfico para destacar as fases de deslocamento.

Comparando os gráficos das Figuras 15 e 16, nota-se que, em um primeiro momento, até a execução do arco invertido definitivo (AID), que ocorreu no 4º dia, apenas o pino 1 apresentou recalque enquanto os demais apresentaram convergência, com deslocamentos horizontais, mas com intensidade ligeiramente maior no pino 3 (Figura 16). Apesar

desta pequena assimetria, os deslocamentos até a execução do AID foram normais em relação à seção de escavação, como esperado. Em contrapartida, após a execução do AID (entre o 4° e o 15° dia), os pinos 2 e 3 pararam de convergir e começam a recalcar, enquanto o pino 1 continua com tendência de recalque (Figuras 15 e 16). Este comportamento continua até a frente de escavação possuir +1 diâmetro em relação à seção de instrumentação (pós 15 dias), quando os deslocamentos estabilizam, formando um aglomerado de círculos na posição final dos vetores (Figura 16).

Apesar dos resultados dos dois gráficos fornecerem a mesma informação para um profissional qualificado, fica evidente que o gráfico de vetor deslocamento comunica de forma mais eficiente e, talvez o maior benefício, sem vieses e possibilidades de erro, que a interpretação da cinemática dos deslocamentos pode trazer analisando os dados apenas através do gráfico da Figura 15.

Além da simplicidade para análise, os gráficos de vetor deslocamento podem trazer informações importantes em relação à simetria dos deslocamentos e possuem relação direta com a interação solo-estrutura em função da geologia circundante (p.ex. anisotropias, zonas de falha, material menos resistente, vazios etc.), como destacado por Schubert et al. (2017), em estudo de um túnel em maciço rochoso foliado.

4 VANTAGENS E PERSPECTIVAS DA AUTOMAÇÃO NO MONITORAMENTO GEOTÉCNICO

A automação da análise de dados de instrumentação proporciona avanços tanto em eficiência quanto em precisão. O uso de scripts desenvolvidos em Python para o cálculo de indicadores-chave – como distorção angular de edifícios, perda de solo, e análise de vetores deslocamento – permite o processamento e visualização de grandes volumes de dados de maneira ágil e padronizada, evidenciando uma série de vantagens, limitações e oportunidades para desenvolvimentos futuros.

4.1 Vantagens

Dentre as principais vantagens da automação de indicadores para o trabalho do ATO, destacam-se:

1. a adaptabilidade à diferentes formatos e estruturas de dados fornecidos pelas empresas de instrumentação;
2. o ganho de tempo na preparação dos dados;
3. o cálculo dos indicadores considerando toda a série temporal de dados;
4. o cálculo de vetores deslocamento;
5. o aprimoramento da visualização dos dados.

Nos exemplos explorados neste trabalho, para os três indicadores automatizados, foram necessários dados com diferentes formatos e estruturas, como mostram as Figuras 6, 9 e 14, provenientes de diferentes tipos de instrumentos, fornecidos pela mesma empresa de instrumentação em apenas uma obra. Empresas projetistas, construtoras ou proprietários de obras podem possuir mais de uma obra em andamento com mais de uma empresa de instrumentação fornecedora de dados. Portanto, a adaptabilidade à diferentes formatos e estruturas de dados de instrumentação é uma importante vantagem da automação utilizando Python. A manipulação desse volume de informações em planilhas eletrônicas é trabalhosa e propensa a erros.

A velocidade do processamento em etapas importantes da análise de dados, como a filtragem e tratamento, também se mostrou como uma importante vantagem para a otimização do tempo de análise, podendo ser realizado para conjuntos de centenas a milhares de dados, como no exemplo do cálculo da distorção angular de edifícios para todas as combinações possíveis, em menos de 10 segundos. A velocidade também é importante para a etapa de cálculo dos indicadores, possibilitando realizá-lo para toda a série temporal de dados em poucos segundos, até mesmo para a perda de solo, que requer atividades, por vezes trabalhosas, de ajustes de curvas aos dados, minimizando a influência de erros ou vieses que, manualmente, podem ocorrer.

A análise dos indicadores através de toda a série temporal de dados, por sua vez, possibilita a correlação com os eventos de obra, auxiliando a identificação de comportamentos padrão, como no caso da distorção angular, ajudando a antecipar o momento e região onde os danos da estrutura ocorreria, na detecção de problemas executivos ou de projeto, como no caso da perda de solo, ou mesmo em caso de falha no sistema de suporte ou assimetrias dos deslocamentos internos, em função da geologia circundante, no caso da análise utilizando vetores deslocamento.

Além disso, a visualização aprimorada dos dados, considerando todo o conjunto de dados dos indicadores calculados ou, como no caso dos vetores deslocamento, fornecendo toda a trajetória de deslocamento de cada pino interno, contribuem para maior clareza e facilidade na comunicação das análises com as diversas equipes envolvidas na obra, o que é, talvez, uma das principais atribuições do ATO.

Em resumo, a automação no monitoramento geotécnico não só aumenta a eficiência e precisão das análises, mas também oferece uma ferramenta poderosa para a comunicação das análises e a tomada de decisões em projetos de infraestrutura.

4.2 Limitações

A implementação de uma rotina de automação de indicadores pode apresentar importantes fatores limitantes mapeados neste trabalho, como:

1. O fornecimento dos dados em formato, qualidade e velocidade adequada;
2. Treinamento para utilização dos scripts;
3. Manutenção dos scripts.

O fornecimento dos dados por parte das empresas instrumentadoras com formato, qualidade e velocidade adequada trata-se aqui como uma limitação pois não depende do ATO que analisa os dados. No entanto, cabe ressaltar que há no mercado muitas empresas qualificadas e equipadas para suprir tais limitações.

O fornecimento dos dados em arquivos .xls é o mais utilizado, apesar de não ser raro os casos de empresas que fornecem os dados em .pdf, necessitando, neste caso, o desenvolvimento de um novo script para transformá-los em, por exemplo, .xls ou mesmo utilizar aplicativos disponíveis.

Além disso, apesar da transformação dos dados de convergência em vetores, como utilizado neste trabalho, recomenda-se que o fornecimento de leituras internas em túneis, poços e valas possuam, também, medidas absolutas 3D, ou seja, com informação precisa de coordenadas x, y e z. Isto possibilitaria a análise dos deslocamentos longitudinais ao túnel, especialmente importante para túneis em rocha, uma vez que a inclinação dos vetores contra ou à favor do sentido de escavação podem alertar para a ocorrência de geologia com menor rigidez atrás da frente de escavação (p.ex. zonas falhas), conforme demonstrado por Schubert et al. (2002), o que pode ser determinante para a segurança e produtividade da obra, especialmente, em contexto geológico com presença de falhas.

Já a transição entre o manuseio de planilhas eletrônicas para a utilização de scripts em Python pode requerer um programa de treinamento dos profissionais envolvidos, tanto para a operação como para a manutenção dos scripts, sendo recomendado que pelo menos um dos profissionais possua experiência com programação em linguagem Python.

4.3 Oportunidades para desenvolvimentos futuros

Talvez, mais importante que os resultados obtidos neste trabalho, que aborda as vantagens e limitações para o aproveitamento eficiente dos dados de instrumentação produzidos diariamente em obra, são as oportunidades de trabalhos futuros.

Dentre as principais oportunidades mapeadas neste trabalho, destaca-se:

1. Ampliar a automação de outros indicadores como, por exemplo, o índice de distorção longitudinal (LDI), dentre outros que podem ser consultados em Negro et al. (2009) e Rissoli (2018);
2. A interoperabilidade entre sistemas, integrando os scripts com os sistemas de compartilhamento de dados das empresas instrumentadoras, aumentando a velocidade da transferência de dados;
3. A criação de aplicações com interface gráfica, facilitando a utilização dos scripts;
4. A produção de painéis de controle para monitoramento dos indicadores em tempo real para uma ou mais obras;
5. O desenvolvimento de modelos preditivos que ajudem na identificação de padrões e comportamentos, alertando para ocorrência de desvios.

5 CONCLUSÃO

A análise de dados de instrumentação geotécnica é uma atividade essencial para o Acompanhamento Técnico de Obra (ATO), auxiliando os tomadores de decisão no controle de riscos e na otimização de projetos. Neste contexto, a automação da análise dos dados produzidos diariamente emerge como uma ferramenta valiosa, especialmente em obras subterrâneas, permitindo o aproveitamento pleno e eficiente das informações coletadas. Entre as principais vantagens, destacam-se a flexibilidade para lidar com dados em diferentes formatos, a rapidez nas etapas de filtragem e tratamento, e a visualização aprimorada dos resultados, facilitando a comunicação clara e eficiente com as equipes envolvidas no projeto.

Além de aumentar a precisão e reduzir o risco de erros humanos, a automação oferece uma base de dados confiável e acessível, permitindo uma tomada de decisão mais informada e ágil. No futuro, a expansão dessa automação para novos indicadores e a integração com modelos preditivos e sistemas de monitoramento em tempo real poderão transformar ainda mais o monitoramento geotécnico, contribuindo para a segurança, produtividade e controle de qualidade nas obras de infraestrutura.

6 REFERÊNCIAS

Celestino, T.B., Gomes, R.A.M.P., Bortolucci, A.A. 2000 *Errors in Ground Distortions Due to Settlement Trough Adjustment*. Tunnelling and Underground Space Technology, 15(1): 97-100.

Negro, A., Karlsrud, K., Srithar, S., Ervin, M., Vorster, E. 2009. *Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures*. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering, 4, 2930–3005.

Peck, R.B. 1969. *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Mexico City 1969. State of the Art Volume, 225-290.

Rissoli, A.L.C. 2018. *Interpretação de instrumentação de túneis visando a deflagração de planos de ações emergenciais*. [Dissertação de Mestrado], Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 137p.

Schubert, W., Steindorfer, A., Button, E. 2002. *Displacement monitoring in tunnels*. Felsbau, 20(2): 7–15.

Schubert, W., Mendez, J.M.D. 2017. *Influence of foliation orientation on tunnel behavior*. Procedia Engineering, 191: 880–885.

Skempton, A. W., MacDonald, D.H. 1956. *Allowable Settlement of Buildings*. Proceedings of Institute of Civil Engineers., Pt. III, Vol. 5, 727-768.

Avaliação de um sistema de instrumentação automatizada para obras subterrâneas

Paulo Ivo Braga de Queiroz

Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil

Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brasil

Lucas Deroide do Nascimento, Ana Cristina Akinaga Hatori & José Antonio Gonçalves

Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: A instrumentação de túneis em operação, quando estes são vizinhos a obras em execução, pode impor dificuldades para o uso de leituras diretas que requeiram a presença de um instrumentador em um local de trânsito intenso, seja de automóveis em túneis rodoviários urbanos, seja de trens para o caso de túneis metroviários. Nestes casos, a instrumentação automatizada deve ser avaliada como uma alternativa à instrumentação convencional, com eventuais vantagens e desvantagens. Por um lado, a instrumentação direta pode, em certos casos, levar a precisão maior das leituras. Por outro lado, a maior frequência de leituras da instrumentação automatizada pode permitir uma atuação mais célere, em casos de se chegarem a níveis de leituras que exijam tomadas de decisão rápidas, como uma eventual intervenção emergencial na obra. Neste trabalho, a comparação entre estas duas opções é apresentada através do estudo de caso do Túnel Rei Pelé, construído em Taguatinga, com algumas seções construídas a distâncias extremamente pequenas do túnel já existente do Metrô do Distrito Federal. A análise a ser apresentada neste trabalho possui o caráter excepcional da redundância entre os dois tipos de instrumentação, o que foi realizado com vistas a esta comparação direta.

1 INTRODUÇÃO

A construção de túneis em áreas urbanas densamente ocupadas apresenta desafios significativos, especialmente em termos de segurança e monitoramento. Este estudo descreve o sistema de instrumentação geotécnica projetado e instalado para monitorar a estabilidade das escavações e o comportamento das estruturas do Metrô de Brasília.

Neste trabalho serão apresentados os resultados obtidos com o sistema de instrumentação proposto para o acompanhamento do comportamento estrutural do Metrô-DF, durante a construção do Túnel Rodoviário sob a Avenida Central em Taguatinga, DF. O monitoramento do túnel do Metrô-

DF foi dividido em 19 seções, sendo 9 seções de instrumentação automatizada e 10 seções de monitoramento convencional de convergência.

Objetivando-se o menor impacto na operação do Metrô, projetou-se a instalação de sensores na seção do túnel para monitorar os deslocamentos laterais das paredes e deformações do teto. Os sensores foram conectados à central de coleta de dados via rede de transmissão *wireless* e, posteriormente, ao sistema de banco de dados munidos de *softwares* de apresentação dos resultados

2 OBJETIVO

O Túnel Rodoviário Rei Pelé está localizado sob a Avenida Central de Taguatinga, uma região

administrativa do Distrito Federal. A importância do monitoramento nesta área é evidenciada pela complexidade das construções urbanas circundantes. A estrutura foi construída em vala, com escavação invertida, sob a Avenida Central de Taguatinga, junto à linha de Metrô existente. A obra foi subdividida em 3 fases de projeto. A 1ª Fase apresentou duas frentes de trabalho, uma pelo emboque em balanço e outra frente que se iniciou na região da passagem de pedestre, sentido emboque. A Fase 2 apresentou frente única de trabalho, com início após a passagem da Avenida Comercial, no sentido de Ceilândia. Por fim, a Fase 3 concluiu a obra com a construção das salas técnicas. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** ilustra as três fases construtivas.

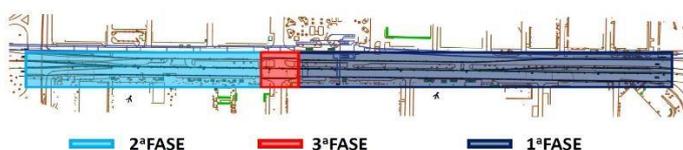


Figura 1 - Planta com a localização da obra com indicação das 3 fases construtivas.

A Fase 1 apresentou distanciamento crítico entre as estruturas, com regiões onde a parede existente do Metrô e a nova estrutura apresentavam distâncias entre faces de 50 cm até 3,00 m. Desta forma, devido à complexidade de execução e espaçamento, e devido à importância e à operação contínua do Metrô-DF, optou-se por utilizar no projeto sensores automatizados para monitorar deformações, garantindo a segurança e a integridade das estruturas adjacentes e facilitando a análise e a interpretação em tempo real. Além disso, foram executadas seções de monitoramento convencional de convergência, sendo monitoradas com estação total através de MRs (marcos refletivos) instalados nas paredes e teto do túnel.

3 CONDICIONANTES GEOLÓGICOS

O contexto geológico-geotécnico do local da obra foi definido a partir de campanhas de sondagens realizadas em diferentes etapas. No geral, a região apresenta depósitos coluvionares superficiais de solos lateríticos argilosos, com espessura variável, entre 5,0 m e 20,0 m, sendo divididos em duas subunidades (argila porosa siltosa ou argila porosa arenosa).

Sotapostos aos colúvios, encontram-se os solos residuais, considerando o predomínio das fácies siltosas e arenosas. Da geolocalização do empreendimento, infere-se que estes solos resultam da alteração de rochas da litofácies dos metarritmitos

arenosos; a disposição espacial destas unidades segue o forte controle estrutural litológico que caracteriza o contexto geológico regional:

Abaixo dos solos residuais foram identificados dois tipos de saprolitos, em função dos protolitos, os quais, assim como os solos residuais, podem ser considerados produtos de alteração dos metarritmitos arenosos, seguidos pelo maciço rochoso.

Devido à distribuição espacial da geologia, grande parte das obras ocorreu com escavação em materiais do colúvio e do residual, sendo que a argila porosa de Brasília apresenta características de grande redução de resistência quando saturadas.

4 METODOLOGIA EMPREGADA

O monitoramento geotécnico foi projetado para minimizar o impacto na operação do Metrô e fornecer dados em tempo real sobre deformações laterais e recalques. Optou-se pelo monitoramento do revestimento de concreto do túnel de via através de marcos refletivos e sensores automatizados, para acompanhamento de eventuais efeitos da construção do novo túnel de Taguatinga.

A estrutura das vias do Metrô-DF é composta por paredes diafragmas pré-moldadas com aproximadamente 12,0 m de comprimento, que ficam apoiadas acima de diafragmas moldadas *in loco*. A laje de fundo é uma estrutura somente apoiada nos nichos presentes nas laterais das paredes diafragmas de extremidade. A laje superior foi executada *in loco* e, possivelmente, não apresenta engastamento nas paredes laterais, representando uma estrutura que se apoia sobre as diafragmas pré-moldadas e é engastada nos pilares centrais. Em geral, as espessuras das diafragmas laterais são de 40,0 cm e as lajes apresentam 50,0 cm de espessura. A depender da região da via do Metrô, podem ser encontradas lajes intermediárias que se apoiam nos nichos internos das diafragmas e paredes intermediárias executadas convencionalmente.

Devido à alta complexidade construtiva da estrutura do Metrô de Brasília, avaliou-se necessária a utilização do sistema de monitoramento automatizado, que teve como objetivo determinar a variação dos deslocamentos de convergência da estrutura do Metrô, a inclinação biaxial (dois planos ortogonais), potencialmente afetada pela realização de uma determinada escavação das paredes diafragmas ou das atividades desta. Assim, o monitoramento interno do túnel do Metrô foi realizado de forma automatizada e remota, proporcionando a manutenção ininterrupta do fluxo ferroviário. Realizou-se a instalação e locação de

sistema automatizado completo, com sensores de deslocamento ótico (convergência) e inclinação biaxial (dois planos ortogonais), com transmissão via rádio, armazenamento em *data-loggers*, com processamento e visualização em *software* especializado.

As características do sensor de deslocamento e de inclinação biaxial estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características dos Sensores Utilizados.

Sensor de distância a laser	
Faixa de medição a longas distâncias	0,05 m a 150 m
Precisão de medição típica	+/- 1 mm
Resolução	0,1 mm
Repetibilidade (1 sigma)	0,15 mm
Tipo de laser (fonte de luz)	Classe de visibilidade do Laser II (laser de 655 nm)
Sensor de Inclinação Biaxial	
Faixa Eixos	+/- 15°
Precisão com +/- 5°	+/- 0,003°
Precisão da faixa total (+/- 15°)	+/- 0,010°
Resolução	0,001°
Repetibilidade	<0,0002°
Temperatura	+/- 0,0002°/C
Estabilidade 6 horas	<0,002°

O sistema proposto continha um *data-logger* de aquisição compatível com a quantidade de dados a ser coletada; a frequência de leitura foi especificada para ser realizada de hora em hora. O sistema utilizado está apresentado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**



Figura 2 - Sistema proposto para coleta de dados nos sensores até a visualização em *software*.

Foram realizadas ainda leituras redundantes para confirmação dos resultados do monitoramento automatizado, através de equipe e equipamentos

convencionais de monitoramento geotécnico por marcos refletivos. Os marcos tiveram como objetivo fornecer as coordenadas do alvo, permitindo a determinação das variações dos deslocamentos verticais profundos do solo (recalques) e dos deslocamentos horizontais da estrutura, funcionando como sistema convencional redundante.

5 RESULTADOS OBTIDOS

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** ilustra a planta com as seções analisadas; foram escolhidas duas seções automatizadas (B08 e B09) e duas seções convencionais (A01 e A02) na Fase 2 e duas seções automatizadas (B03 e B04) e duas seções convencionais (A05 e A06) na Fase 1, denominadas de seções compostas pelo sistema automatizado.

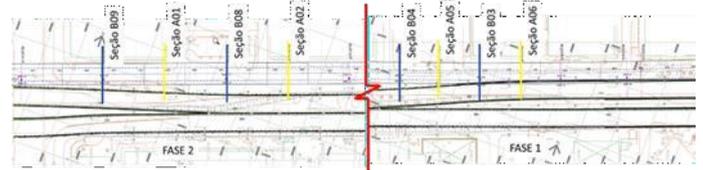


Figura 3 - Seções de Análise instrumentada.

O monitoramento convencional foi realizado em momentos específicos de escavação, pois o acesso à via do Metrô era restrito e não poderia afetar à operação diária da linha, obrigando, assim, a necessidade de as leituras serem feitas durante o período noturno ou durante finais de semana.

As Figuras 4 e 5 ilustram os resultados obtidos para o período de instrumentação do túnel do Metrô-DF, durante as operações de escavação do Túnel Rei Pelé, na Fase 2 de Obra.

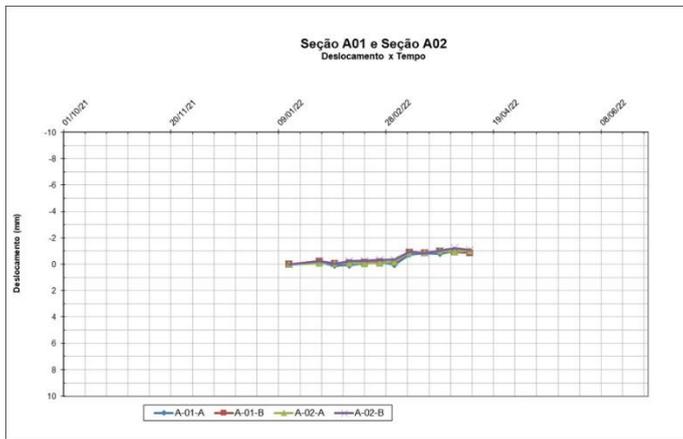


Figura 4 - Seções de Análise convencional – Fase 2.

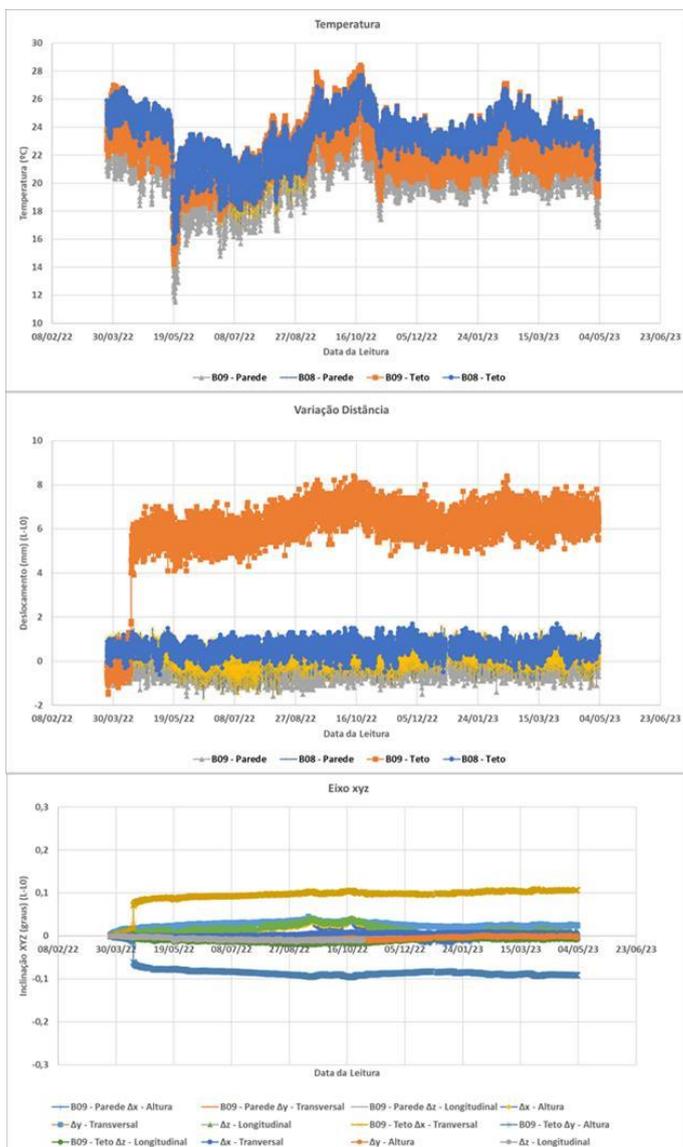


Figura 5 - Seções de Análise com instrumentação automatizada – Fase 2.

Observa-se que as variações de temperatura dos 4 sensores apresentaram comportamento semelhante durante o período instrumentado. As temperaturas apresentaram variações acima de 6°C em curtos períodos. De um modo geral, os deslocamentos e as

inclinações apresentaram leituras com poucas variações. O sensor instalado no teto da Seção B09 apresentou um deslocamento de 6 cm no mês de abril, o que afetou a leitura da inclinação, que chegou a marcar 0,1° (graus) no mesmo período, mantendo-se constante após esse acontecimento. Os resultados indicam a ocorrência de um possível deslocamento mínimo, ocorrido na laje superior do túnel do Metrô, devido à própria natureza construtiva do túnel, pois a laje superior foi executada *in loco* e, aparentemente, está biapoiada nas paredes laterais. Qualquer movimentação mínima poderia resultar no giro ocorrido.

A instrumentação convencional da Fase 2, instalada na seção B09, não indicou qualquer anomalia. Os resultados indicaram deslocamentos da ordem de 0 a 2 mm, apenas.

As Figuras 6 e 7 ilustram os resultados obtidos para o período de instrumentação do túnel do Metrô-DF durante as operações de escavação do Túnel Rei Pelé, na Fase 1 de obra.

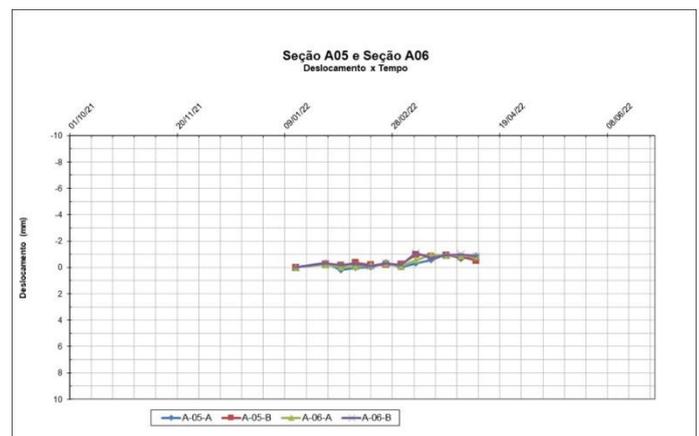


Figura 6 - Seções de Análise convencional – Fase 1.

Na Fase 1, as variações de temperatura dos 4 sensores ilustraram comportamentos semelhantes, porém, com amplitudes um pouco menores, em comparação com a Fase 2.

Os deslocamentos e inclinações apresentaram leituras com poucas variações e maior consistência. O sensor instalado na parede da Seção B04 apresentou uma anomalia de deslocamentos, com leituras maiores que 15 mm. Os deslocamentos aumentaram e voltaram a se reduzir entre os meses de maio e junho, retornando ao comportamento comum dos demais sensores. Observa-se que tais deslocamentos não influenciaram nas leituras das inclinações dos 3 eixos.

A instrumentação convencional da Fase 1 não indicou qualquer anomalia, assim como o que foi visto na

Fase 2, apresentando inclusive o mesmo comportamento de resultado nas leituras. Os resultados indicaram deslocamentos menores que 2 mm. É possível que a rugosidade das paredes tenha interferido na precisão destes resultados e que alguma eventual movimentação na parede oposta à escavação também possa explicar esta dispersão encontrada em ambas as fases de monitoramento.

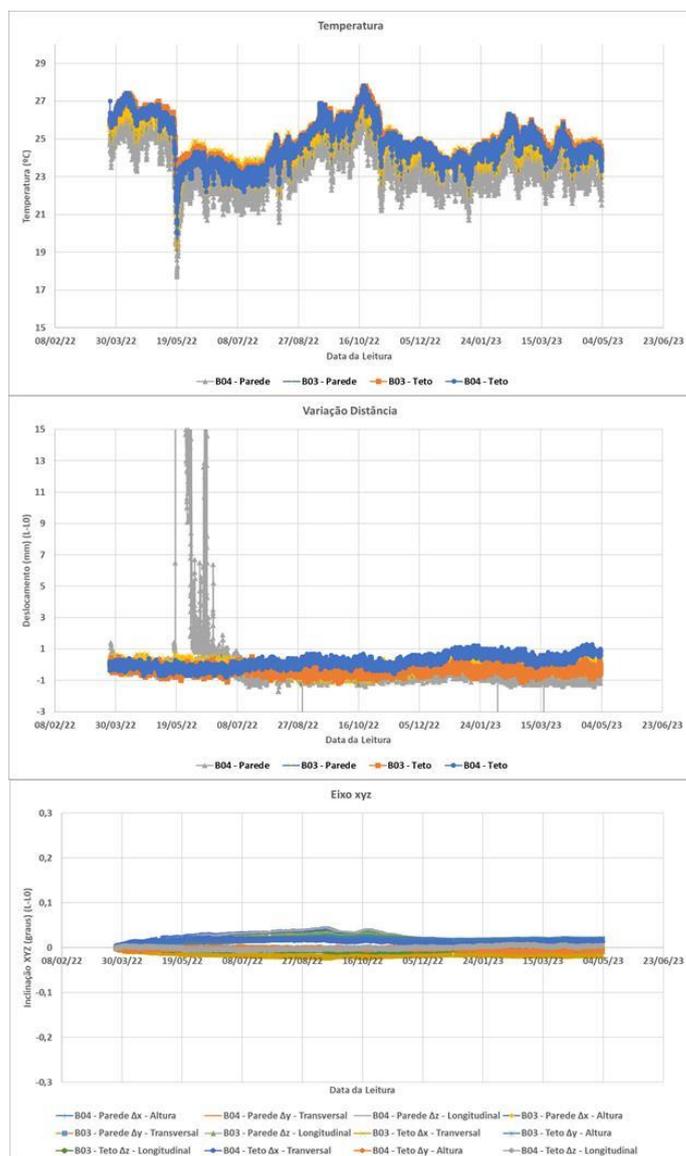


Figura 7 - Seções de Análise com instrumentação automatizada – Fase 1.

6 CONCLUSÕES

Observa-se que, devido às diferentes formas construtivas (Túnel Rei Pelé e Metrô-DF), os dados de instrumentação possuem alguma dispersão, e que esta dispersão é visivelmente maior nos deslocamentos do que nas rotações.

Possivelmente, este comportamento foi ocasionado pela imprecisão no acabamento das paredes, o que

influenciou na precisão destes resultados e na própria operação das composições, somadas a pequenos desconfinamentos do solo próximo à estrutura existente, causando eventual movimentação nas paredes próxima e oposta à escavação, podendo explicar o comportamento de alguns instrumentos automáticos.

Por outro lado, as médias diárias dos deslocamentos e das rotações produzem resultados com um ajuste linear dotado de correlação bastante expressiva. O coeficiente linear do ajuste de uma reta que passa obrigatoriamente pela origem é muito semelhante ao valor teórico, sugerindo muito fortemente que o modelo de viga biapoiada é adequado para as estimativas das deformações máximas.

Assim sendo, entende-se que as leituras associadas ao estado limite último teórico, caso fossem atingidas, não implicariam a instauração do estado limite último real da obra, uma vez que alguns limites estabelecidos foram bastante conservadores.

Quando se optou por adotar análises sobre uma instrumentação em quatro seções, consideradas críticas, presume-se, sem informações adicionais, que o restante da obra sofreria cargas estruturais similares, devendo apresentar desempenho semelhante às seções instrumentadas e aferidas.

O estudo indica que, para além das questões de segurança da instrumentação, o grande benefício das soluções automatizadas é a possibilidade de tomada de decisões mais céleres, baseadas em dados instrumentados, que, em conjunto com a aplicação do método observacional, podem resultar em otimizações de projeto e custos, que em alguns casos são superiores ao investimento realizado em um plano de instrumentação.

7 REFERÊNCIAS

- Burland, J. B.; Wroth, C.P. 1974. *Settlement of Buildings and Associated Damage*. Conference on Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, 611-654.
- Boscardin, M.D. & Cording, E.J. (1989). Building response to excavation induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115, 1, 1-21.
- Burland, J.B.; Broms, B.B. & De Mello, V.F.B. (1977). *Behaviour of foundations and structures*. State-of-the-art Report, Session 2, IX ICSMFE, Tokyo, 3, 495-546.

Namba, M. et al.: (1999). Assessment of Buildings Damages due to Urban Tunnelling. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Foz do Iguacu, 1999.

EISENSTEIN, Z. 1982. The contribution of numerical analysis to design of shallow tunnels. Proceed. Intl. Symposium on Numerical Models in Geomechanics (Zurich), pp.135-165.

KARLSRUD, K. (1997). Some aspects of design and construction of deep supported excavation. Discussion leader's contribution. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, v.4, pp.2315-2320.

MAIR, R.J.; TAYLOR, R.N. & BURLAND, J.B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, 713-718. Balkema.

Cálculo de curva de recalques superficiais longitudinais como ferramenta para acompanhamento e controle de escavação (ATO) de túneis NATM e túneis TBM-EPB em ambientes urbanos

Raúl E. R. Saldívar

CJC Engenharia e Projetos LTDA., São Paulo, Brasil

RESUMO: Para melhorar o impacto da execução de túneis e obras subterrâneas em ambientes urbanos, sejam eles túneis escavados com o método NATM - *New Austrian Tunnelling Method* (*sequential excavation method* - SEM ou *spayed concret lining* - SCL) ou túneis TBM EPB (*Tunnel Boring Machine* - *Earth Pressure Balance*), se faz necessário uma verificação exaustiva e rigorosa dos valores de referência (atenção, alerta e intervenção), do Projeto e acompanhamento da Obra, dos recalques superficiais em função das atividades de obra.

A estimativa de recalques (*free field*) para um túnel, seja NATM ou TBM em ambientes urbanos, normalmente, é definido pela empresa projetista em função dos métodos numéricos e métodos semi-empíricos, e baseados na experiência adquirida em projetos anteriores; e tal estimativa de recalques são plasmados nos documentos do Projeto Executivo.

Durante a etapa de obra, se requerem utilizar ferramentas simplificadas para verificação do avanço da obra e verificação dos níveis de atenção/alerta/alarme-intervenção (AAA) dos recalques superficiais definidos no Projeto, para isto são utilizadas planilhas para cálculo da curva de Gauss e perda de solo da frente de escavação, visualizando a bacia de recalques transversal no Túnel.

Mesmo nos dias de hoje, se observa a deficiência de alguma ferramenta simplificada que permita calcular a situação da bacia de recalques ao longo do eixo longitudinal do túnel.

No presente trabalho se apresenta uma revisão de diversas equações que podem ser utilizadas para o caso, finalmente se apresenta uma equação (*sigmoid curve*) com cujos parâmetros se pode calcular os recalques superficiais ao longo do eixo longitudinal do túnel, cujos parâmetros estão correlacionados com os parâmetros do cálculo da curva transversal de Gauss, amplamente conhecidos. Esta equação pode ser implementada em uma planilha de cálculo pela equipe Projetista/ATO ou pode ser implementada em softwares automatizados de data management (DM) como sistema de acompanhamento automático durante a etapa de obra.

Adicionalmente se apresentam 2 (dois) casos de obra com dados de instrumentação: (a) seção de instrumentação de um túnel NATM escavado na cidade de São Paulo e (b) seção de instrumentação em um túnel TBM-EPB escavado na cidade de São Paulo.

1 OBJETIVO

O objetivo deste artigo é utilizar o conceito dos recalques superficiais longitudinais como medida de controle/acompanhamento das metodologias utilizadas para escavação de túneis urbanos.

2 JUSTIFICATIVA

A importância do uso desta ferramenta se fundamenta no seguinte, para o caso de túneis NATM, a verificação da bacia de recalques em sentido

longitudinal do túnel permite (a) verificação da eficiência dos tratamentos de frente e de teto do túnel, (b) verificação da sequência executiva/parcialização utilizada no túnel, e (c) eficiência dos sistemas de rebaixamento da frente de escavação, (d) verificação da zona de influência das obra, e (e) eficiência de alguma adequação do Projeto em obra. Por outro lado, para o caso de túneis TBM-EPB, a verificação da bacia de recalques no sentido longitudinal permite: (a) verificação da eficiência das pressões de frente da TBM-EPB, (b) verificação da eficiência do preenchimento do espaço anelar (pressões e volume injetado), e (c) verificação de outros parâmetros de escavação e operação da TBM.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DO CÁLCULO DE RECALQUES SUPERFICIAIS

O assunto do cálculo dos recalques superficiais (free-field) é um tema permanente durante a etapa de construção de túneis e obras subterrâneas urbanas. Na Figura 1 se apresenta os principais elementos para o cálculo de recalques superficiais induzidos por obras de túneis.

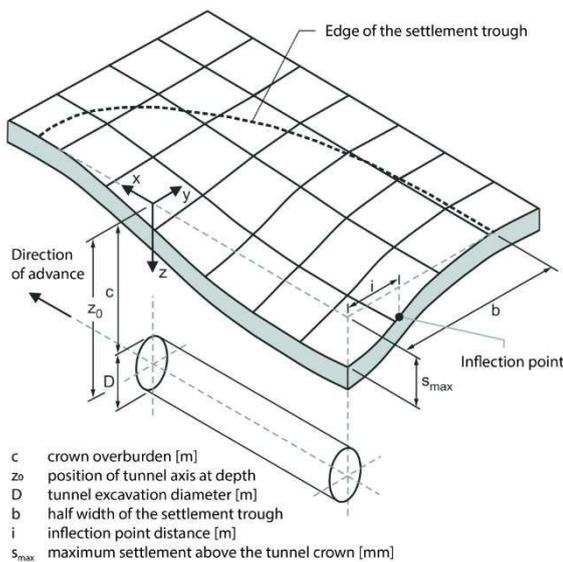


Figura 1. Elementos para o cálculo de recalques superficiais (free-field) para o avanço do túnel

3.1 Cálculo de recalques transversais (Perda de Solo)

O método empírico mais comum de cálculo dos recalques superficiais está baseado na curva de distribuição de Gauss. Schmidt (1969) e Peck (1969) mostraram que a bacia de recalques superficiais provocadas pelo avanço da escavação de túneis podem ser representados pela função Gaussiana. A Equação 1 representa a curva de Gauss.

$$S_v(y) = S_{vmax} \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (1)$$

Onde S_{vmax} é o recalque máximo no eixo do túnel, y é a distância horizontal desde o eixo do túnel e i é a distância horizontal do eixo do túnel ao ponto de inflexão da curva de Gauss, conforme se mostra na Figura 2.

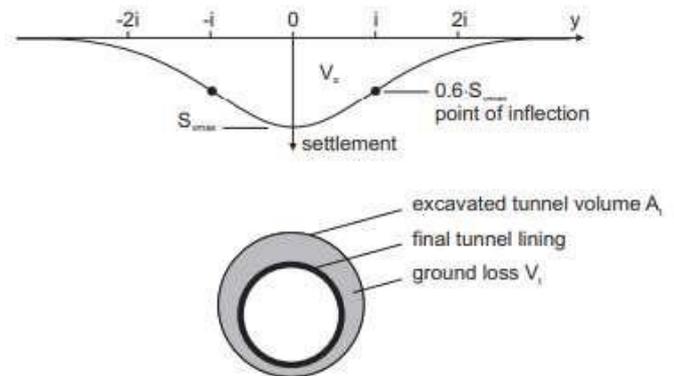


Figura 2. Recalque longitudinal no eixo longitudinal do avanço do túnel (conforme Attewell et al. - 1986)

O volume de recalque transversal (por unidade de longitude do túnel) V_s é obtido pela integração da Equação 2, assim sendo:

$$V_s = \int S_v(y) \cdot dx = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{vmax} \quad (2)$$

Adicionalmente, se tem que considerar a perda de solo V_t , que representa o volume que deforma o maciço em relação à escavação do túnel depois de ser escavado (antes do enrijecimento por completo do revestimento), conforme se mostra na Figura 3.3.

Moeller (2002), aponta que para túneis em condições não-drenadas, o volume de recalque superficial é mais ou menos igual à perda de solo ($V_s = V_t$), mas para situações de condições drenadas o volume de recalque superficial tende a ser menor à perda de solo ($V_s < V_t$). Assim sendo, salvando as diferenças que tendem a ser pequenas, se pode considerar que V_s é aproximadamente igual a V_t , deste modo, se pode considerar a seguinte relação em função da taxa de perda de solo GLR :

$$GLR = \frac{V_t}{A_t} \approx \frac{V_s}{A_t} \quad (3)$$

Onde A_t é o volume de recalque superficial por unidade de avanço do túnel. Se pode escrever.

$$S_{vmax} \approx \frac{A_t}{i \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot GLR \quad (4)$$

e também:

$$S_v(y) \approx \frac{A_t}{i \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot GLR \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (5)$$

3.2 Cálculo de recalques longitudinais

Attewell e Woodman (1982) mostraram que a bacia de recalques longitudinal pode ser derivado, considerando ao túnel como um número de pontos de origem na direção longitudinal e acumulando as bacias de recalque causadas por cada ponto de origem. A hipótese que o recalque longitudinal incremental segue uma curva de Gauss, induz a uma extensão lógica de que a curva longitudinal de recalque tem a forma de uma curva de probabilidade acumulada, sendo que o recalque superficial no perfil longitudinal localizado no ponto x pode ser obtido por meio da equação seguinte:

$$S_v(x) = S_{vmax} \cdot \frac{1}{i \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (6)$$

Onde: x é a distância desde a frente de escavação na direção longitudinal, conforme mostrado na Equação 6. Attewell e Woodman (1982) validaram que a hipótese do uso de uma função de probabilidade acumulada representa o perfil longitudinal de recalques superficiais para diversos casos de obra.

Attewell et al. (1986) assumiu que geralmente os recalques diretamente acima da frente do túnel ($x=0$) coincide com o 50% do recalque máximo S_{vmax} , como indicado na Figura 3. Isto pode ser apropriado para túneis com a frente aberta (NATM), em quanto para túneis TBM-EPB os recalques no mesmo ponto devem ser significativamente menores e iguais.

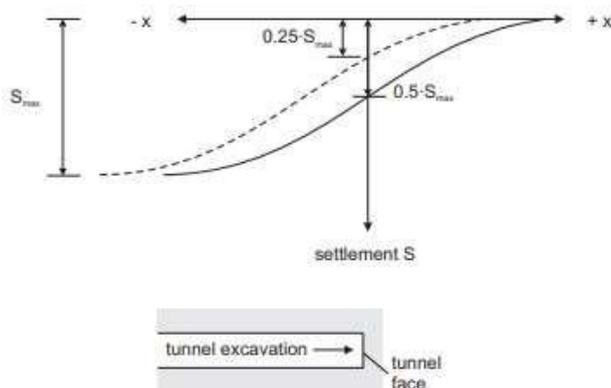


Figura 3. Curvas de recalque longitudinal no eixo de avanço do túnel (conforme Attewell et al. - 1986)

Mair e Taylor (1997) concluíram que para túneis com frente fechada ou TBM-EPB os recalques superficiais no ponto da frente de escavação representam valores baixos de 25% a 30%, conforme se mostra na linha pontilhada da Figura 3.

Craig e Muir Wood (1978) consideraram que em muitos casos 80% ou 90% do recalque máximo é atingido quando o túnel ultrapassa uma distância

equivalente a 1 ou 2 vezes a cobertura H da seção de observação.

3.3 Elemento das curvas recalque longitudinal e transversais

Seguindo os seguintes elementos descritos por Fargnoli et al. (2013), integramos os elementos das curvas que norteiam o presente estudo.

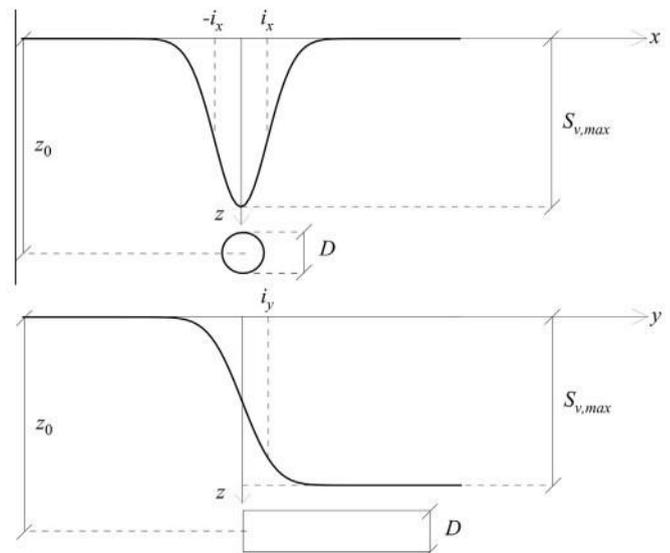


Figura 4. Elementos comuns das Curvas de recalques superficiais em túneis: curva transversal e recalque longitudinal (modificado de Fargnoli et al. 2013)

Wongsaroj et al. (2006) apresenta os parâmetros da curva de recalque longitudinal para túneis TBM-EPB.

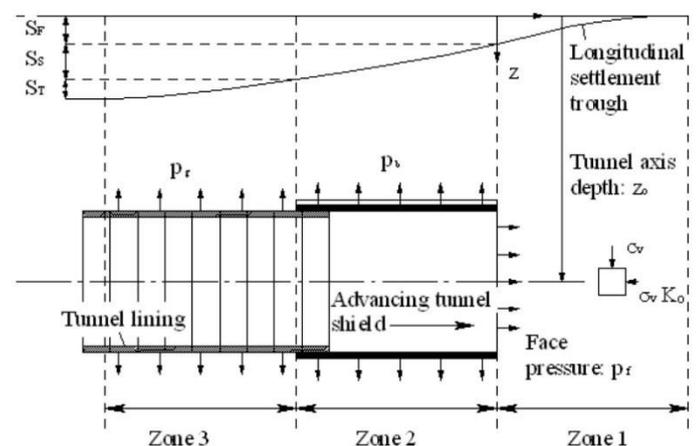


Figura 5. Definição de parâmetros na curva de recalques longitudinal para túneis TBM-EPB (Wongsaroj et al. 2006)

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DAS EQUAÇÕES DE CURVA LONGITUDINAL DE RECALQUES SUPERFICIAIS

A seguir se apresenta uma revisão parcial das curvas que podem ser utilizadas para representar os recalques superficiais ao longo do eixo longitudinal de um túnel.

4.1 Função sigmoide logística ou curva logística

Função logística ou curva logísticas, é uma curva sigmoide S com a seguinte seção:

$$f(u) = \frac{L}{1+e^{-k(x-x_0)}} \quad (7)$$

Onde:

L = ordenada máxima da função

k = declividade da curva; e

x_0 = valor x do ponto meio da função sigmoide.

A função logística padrão, donde L = 1, k = 1, $x_0 = 0$, apresenta a seguinte equação:

$$f(u) = \frac{1}{1+e^{-x}} \quad (8)$$

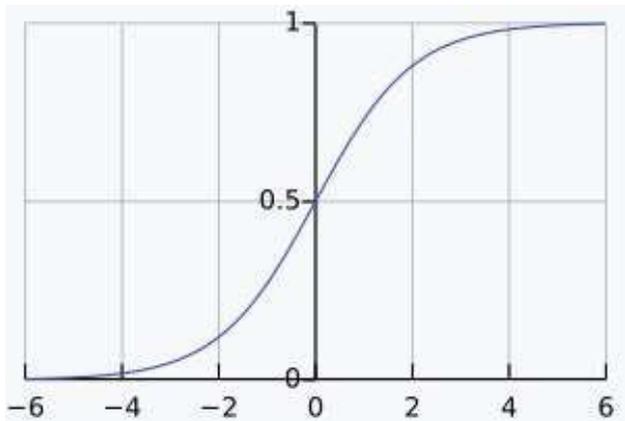


Figura 6: Função sigmoide logística padrão.(fonte: Wikipedia)

A função logística encontra aplicações numa diversidade de áreas, incluindo biologia (especialmente ecologia), biomatemática, química, demografia, economia, geociências, psicologia matemática, probabilidades, sociologia, ciência política, linguística, estatística, inteligência artificial e redes neurais. [Fonte wikipedia] [inserir link da fonte bibliográfica.](#)

Existem outras curvas logísticas ou sigmoides, que não são objeto de estudo no presente artigo.

4.2 Curva S das redes neurais

Para Suchatvee (2002). A função de transformação mais comum usada na construção de redes neurais, é a função sigmoide e função sigmoide tangente. O gráfico de uma função sigmoide tem a forma de "S".

$$f(u) = \frac{1}{1+e^{-wu}} \quad (9)$$

Onde: w é o parâmetro de declividade. A função tem um limite inferior de 0 e um limite superior de 1, como mostra a seguinte figura.

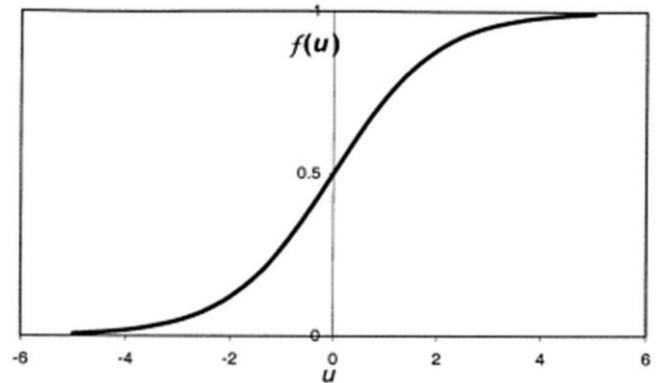


Figura 7: função sigmoide de redes neurais (conforme Suchatvee, 2002).

Outra função usada neste campo, é a função sigmoide tangente, entre -1 e 1, é a seguinte:

A Figura 7 e 8 apresentam a função sigmoide tangente de redes neurais. Sendo que a vantagem destas funções é que são contínuas e apresentam suave declividade variando o parâmetro w, o qual permite encontrar várias tendências de dados, assim por exemplo.

$$f(u) = \frac{e^{wu} - e^{-wu}}{e^{wu} + e^{-wu}} \quad (10)$$

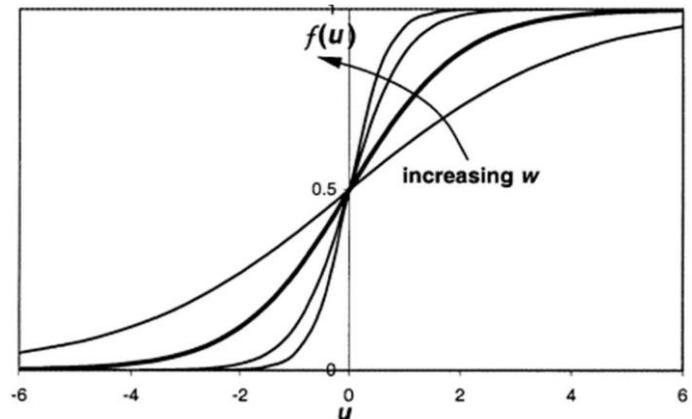


Figura 8: Função sigmoide de redes neurais com diferentes parâmetros de declividade w. (conforme Suchatvee, 2002).

4.3 Curva de recalques longitudinais de Sagasseta (1987)

Hajjar et al. (2014), cita Sagaseta (1987), e apresentam que para um solo isotrópico, homogêneo e incompressível, a seguinte equação de forma fechada para a distribuição de recalques longitudinais:

$$U_z = \frac{V_s}{2\pi Z_0} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + Z_0^2}}\right) \quad (11)$$

Onde: V_s e Z_0 representam a perda de solo e profundidade do túnel, respectivamente.

4.4 Curva de recalques longitudinais de Hajjar et al. (2015)

Hajjar et al. (2014), apresenta a seguinte equação para a distribuição de recalques longitudinais

$$\frac{U_z}{U_{z \max}} = \begin{cases} e^{-(y-y_{face}+i)^2/(2i^2)} & y > y_{face} - i \\ 1 & y \leq y_{face} - i \end{cases} \quad (12)$$

Os parâmetros da Equação 12 se apresentam na Figura 9 .

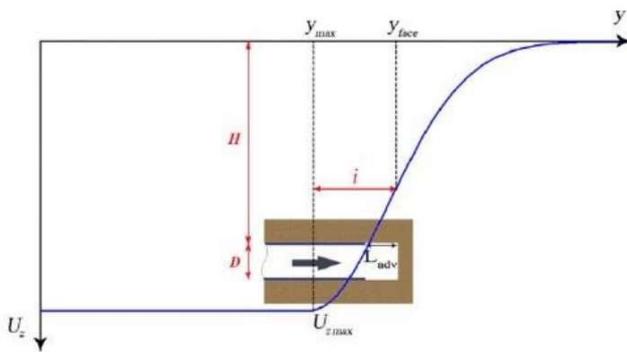


Figura 9: Elementos da Equação para cálculo de recalques (Hajjar et al. 2014)

4.5 Curva S de produtividade de obras

Para Dorea Mattos (2019), o nível de atividade de um projeto típico assemelha-se a uma distribuição normal, ou seja, uma curva de Gauss (ver Figura 10). Esse mesmo aspecto de tempo é verificado com o custo ao longo do andamento da obra.

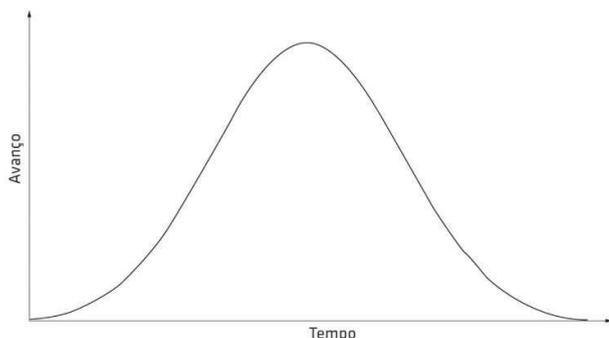


Figura 10. Curva de Gauss genérica para projetos de construção (Dorea Mattos, 2019)

Caso o trabalho for acumulado ou o custo acumulado, se qualquer um desses parâmetros for plotado em um gráfico em função do tempo, a curva apresentará a forma aproximada de uma letra S, daí o nome de curva S.

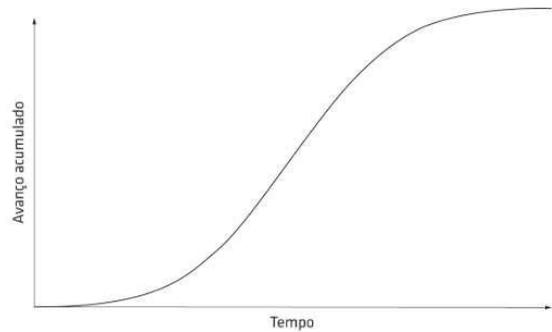


Figura 11: Curva S genérica para projetos de construção (Dorea Mattos, 2019)

O formato da curva S de um projeto não necessariamente coincide com o de outro projeto. O aspecto da curva vai depender da sequência de atividades e de sua quantidade de homem-hora ou valor monetário, bem como da duração total do projeto. Várias são as configurações possíveis para a curva S.

Existe uma equação matemática proposta por Dinsmore (1992) e Lara (2002) para o caso de projetos de construção, especificamente para a curva S genérica para projetos de construção. No presente documento, tal equação será utilizada para representar a curva de recalques no eixo longitudinal do avanço de um túnel.

$$\mathbb{Q} = \mathbb{Q}(\mathbb{Q}) = \mathbb{Q}_{\max} - \mathbb{Q}_{\max} * \left[1 - \left(\frac{x}{N}\right)^{\log \log A} \right]^B \quad (11)$$

Onde:

S_{\max} = Recalque máximo calculado pelo cálculo de Perda de solo (transversal) ou medido no monitoramento.

x = valor das ordenadas, tempo ou distância.

N = número total de períodos no tempo de estabilização de recalques.

A = ponto de inflexão (mudança de concavidade da curva), para o caso de estudo, representa o valor S_f , ou o recalque exatamente acima na frente de escavação (seja túnel NATM) ou face da roda de corte (no caso da TBM).

B = coeficiente de forma (depende da velocidade de avanço e particularidades da obra).

O coeficiente A (ou S_f) não entra na fórmula como porcentual, mas como número inteiro. Por exemplo,

se o ponto de inflexão está a 45% do recalque máximo, $A=45$, e não 0,45.

Para a presente aplicação, A representa a porcentagem de recalque preliminar antes da passagem da frente de escavação pela seção de interesse monitorada

O coeficiente B baliza o formato mais ou menos “fechado” da curva. Os valores mais comuns ficam em torno de 2. Uma variação no coeficiente B altera bastante a curvatura do S . Quanto maior o coeficiente B , mais íngreme é a curva S . A curva S é mais sensível à variação do coeficiente B do que à variação do coeficiente A .

5 CURVA APLICADA PARA ACOMPANHAMENTO/CONTROLE DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEL NATM

A seguir na Figura 12 se apresenta um exemplo de gráfico de avanço do túnel meia seção versus o recalque de pontos de monitoramento de superfície para uma obra em São Paulo. Adicionalmente no mesmo gráfico se apresenta a curva ajustadas com os parâmetros da curva S de recalques longitudinais.



Figura 12: Exemplo de recalque medido na superfície do solo acima do eixo do túnel em função da distância da face do túnel e curva S ajustadas num Túnel NATM do Metrô de São Paulo (gráfico obtido pelo autor).

A utilização da curva proposta, para o caso dos túneis em NATM, se fundamenta na importância de comparar dois ou mais situações de escavação em um mesmo gráfico.

A equação proposta da curva S de recalques longitudinais, simplifica o cálculo da curva a partir de alguns parâmetros conhecidos conclusões a serem obtidas a partir de simplesmente a curva de avanço do túnel vs. recalques.

Tabela 1. Algumas Situações durante a escavação dos túneis NATM onde a curva S de recalques longitudinais aporta maior importância (considerações do autor)

Situações durante escavação de túneis NATM	Grau de importância
Modificação da sequência executiva de escavação (p. ex. aproximação do AIP à frente de escavação)	*****
Modificação do tipo de tratamento de teto (p.ex. colunas CCPh, bulbo contínuo, enfilagem convencional ou manchetada)	*****
Modificação do tipo de tratamento de frente (CCPh, bulbo contínuo vs colunas injetadas pela boca)	*****
Decisão de utilização ou não de tratamento radial	*****
Decisão de uso de tratamentos de contato	*****
Aproximação das parcializações (p.ex. aproximação do Rebaixo à Meia Seção)	*****
Monitoramento de fundações/estruturas externas durante escavação de túneis	*****
Comparação de seções com diferente geologia	*****
Comparação de seções com diferentes tipos de revestimento primário	*****
Otimização do sistema de rebaixamento (p.ex. número de DHPs)	***
Otimização das pregagens de frente	***
Otimização das enfilagens de teto	***
Etc.	

6 CURVA APLICADA PARA ACOMPANHAMENTO/CONTROLE DE AVANÇO DE TÚNEL TBM-EPB.

Para Guglielmetti et al. (2008), outra limitação da teoria de cálculo de recalques superficiais semiempírico, é a forma como o recalque longitudinal é calculado. De acordo com a teoria simplificada, cerca de 50% do assentamento vertical máximo $Svmax$ ocorre à frente da face do túnel. Embora esta suposição seja bastante apropriada para túneis convencionais em NATM, onde o recalque total da superfície é principalmente devido a deformações à frente da face do túnel, não é adequado para representar o desenvolvimento de recalques longitudinais em túneis mecanizados TBM.

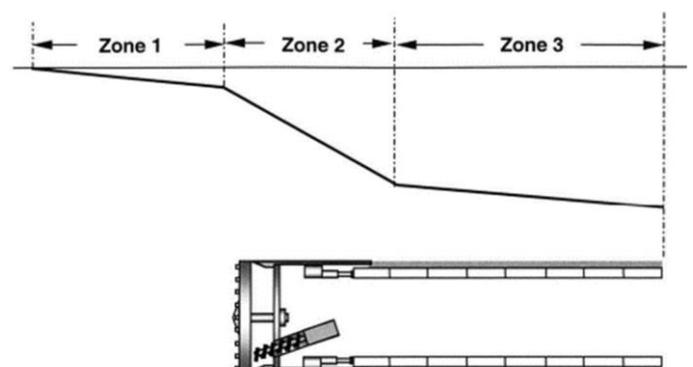


Figura 13. Diagrama esquemático do perfil longitudinal de recalques superficiais conforme avanço do TBM-EPB. (modificado de Suchatvee et al., 2022)

Na Figura 13 se apresenta o perfil longitudinal de um projeto de túnel TBM-EPB e as regiões de influência relacionadas com os recalques longitudinais.

Guglielmetti et al. (2008) menciona que conforme observações semelhantes para túneis EPB e Slurry Shield, predominantemente em areias e siltes, cita o estudo de Nomoto et al. (1995), que no acompanhamento do túnel TBM numa obra no Japão, encontrou valores na faixa de 25%-30% do S_{max} , ver Figura 14.

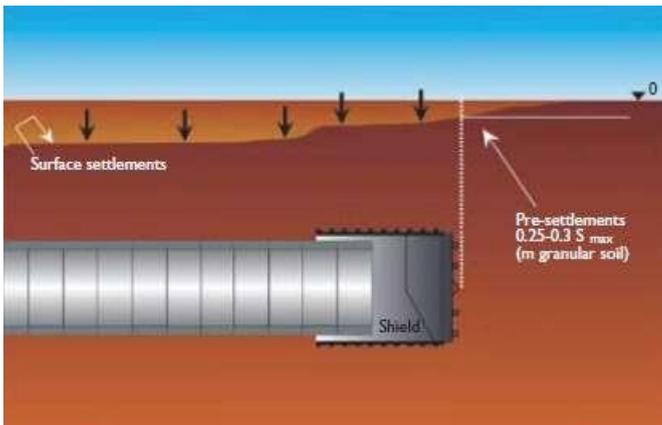


Figura 14: Perfil de recalques superficiais longitudinais e recalque na face da frente de escavação da TBM-EPB (modificado de Guglielmetti et al. 2008)

Guglielmetti et al. (2008) cita também os resultados de Minguez et al. (2005), apresenta casos recentes do Metro do Porto, o O Metrô de Torino, a ligação ferroviária de alta velocidade de Bolonha, onde o recalque na frente da face do túnel atingiu uma média de 25% do S_{max} durante esses 3 casos.

Fargnoli et al. (2013), apresenta um estudo de recalque de solos granulares do caso do Metrô de Milão na Itália, com uma extensão total de 12,6 km e 19 estações de acesso. Neste estudo utilizaram uma TBM-EPB, Shield de 10 m de comprimento, diâmetro externo de 6,69 m na face e interno de 6,67 m na cauda. Na Figura 15 e Figura 16, se apresentam os resultados do monitoramento, com valores médios de recalque na frente da face do túnel de 3 a 20% do S_{max} .

Na Figura 17, se apresenta um exemplo do Katzember Tunnel, com 2 TBMS de 11,16 m de diâmetro, usadas para escavar aproximadamente 9 km (Kirschke & Holzhäuser 2008), onde o recalque na frente da face do túnel atingiu uma média de 35% do S_{max} .

Wongsaroj et al. (2006), apresenta os resultados para da TBM-EPB do Projeto de Channel Tunnel Rail Link Contract 220, com valores de recalque na frente da face do túnel atingiu uma média de 10 a 40% do S_{max} .

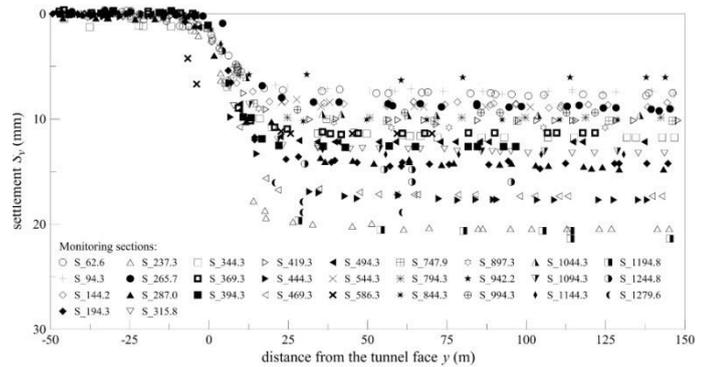


Figura 15: Recalque medido na superfície do solo acima do eixo do túnel em função da distância da face do túnel no Projeto do Metrô de Milão (Fargnoli et al. 2013)

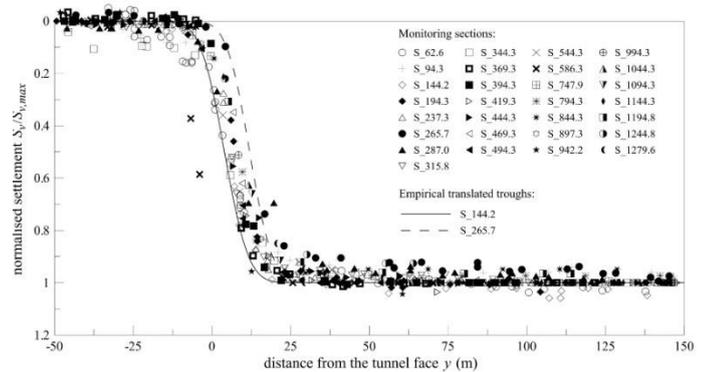


Figura 16: Recalque normalizado medido na superfície do solo acima do eixo do túnel em função da distância da face do túnel no Projeto do Metrô de Milão (Fargnoli et al. 2013)

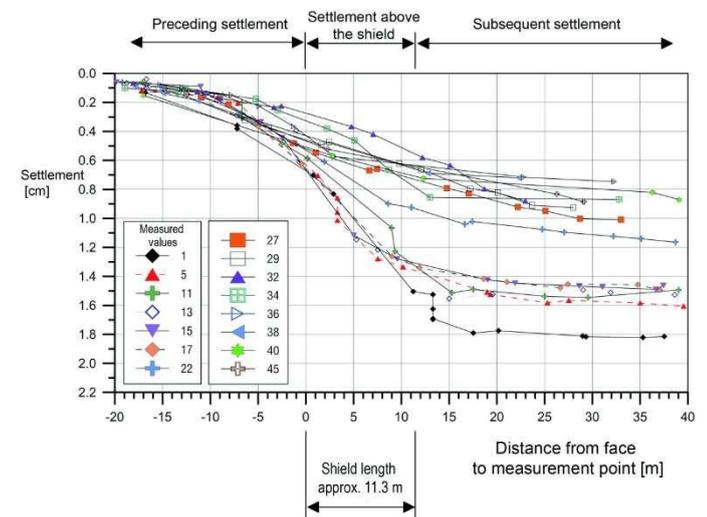


Figura 17: Recalque medido na superfície do solo acima do eixo do túnel em função da distância da face do túnel no Projeto do Katzember Tunnel (Kirschke & Holzhäuser 2008)

Wongsaroj et al. (2006) cita os casos de Dimmock (2003), para o Projeto do Jubilee Line Extension, que apresenta valores de recalque na frente da face do túnel atingiu uma média de 25% do S_{max} .

Wongsaroj et al. (2006), também cita, Sugiyama et al. (1999), para o caso de slurry-shield do Projeto Dockland Light Railway Lewisham Extension – East

London, que apresenta valores de recalque na frente da face do túnel atingiu uma média de 14% do S_{max} .

A seguir na Figura 18 se apresenta um exemplo de gráfico de avanço do túnel TBM-EPB versus o recalque de pontos de monitoramento de superfície para uma obra em São Paulo. Adicionalmente no mesmo gráfico se apresenta a curva ajustadas com os parâmetros da curva S de recalques longitudinais.

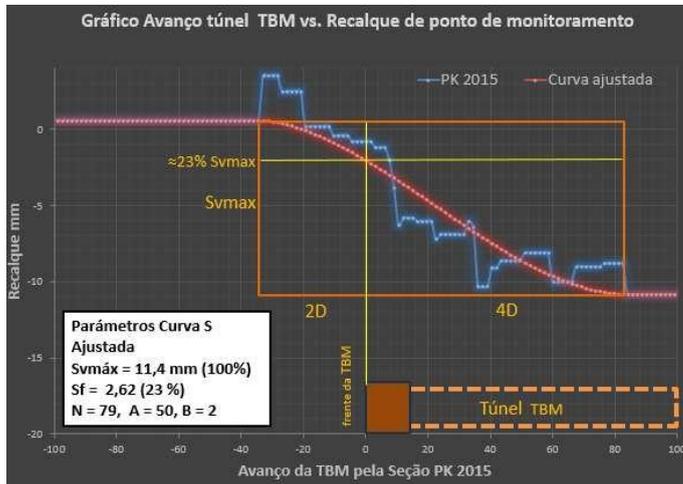


Figura 18: Exemplo de recalque medido na superfície do solo acima do eixo do túnel em função da distância da face do túnel e curva S ajustadas num Túnel TBM-EPB Metrô de São Paulo (Gráfico calculado pelo autor)

7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO DA CURVA DE RECALQUES LONGITUDINAIS E TOMADA DE DECISÕES NA OBRA

Para Grasmick J. & Maxwell (2023), o comportamento de deformação do solo em resposta ao avanço da TBM-EPB é um dos fatores mais significativos que influenciam a previsão dos parâmetros de controle da TBM, particularmente em ambientes urbanos onde a deformação do solo permitida é mínima. Com o monitoramento frequente e em tempo real do assentamento do solo, especificamente quando a TBM está próxima do ponto de monitoramento, há oportunidade de comparar o comportamento de deformação previsto vs. observado bem antes que as magnitudes se aproximem dos níveis atenção/alerta/intervenção (AAA) e fazer ajustes nos parâmetros da TBM, se necessário.

Nesse sentido, o desenvolvimento previsto do assentamento do solo com relação à posição do TBM em relação ao ponto de monitoramento serve como um nível de alerta dinâmico, ver Figura 19.

A Figura 19, na parte (a) mostra uma curva de recalque longitudinal prevista com o comportamento de recalque observado para um ponto de monitoramento da superfície do solo, pode-se

observar que o recalque observado excede a previsão 20 m na frente do TBM, isso indica que a pressão de frente não é adequada e deve ser aumentada, juntamente com o aumento de pressão de grouting radial para minimizar os recalques finais.

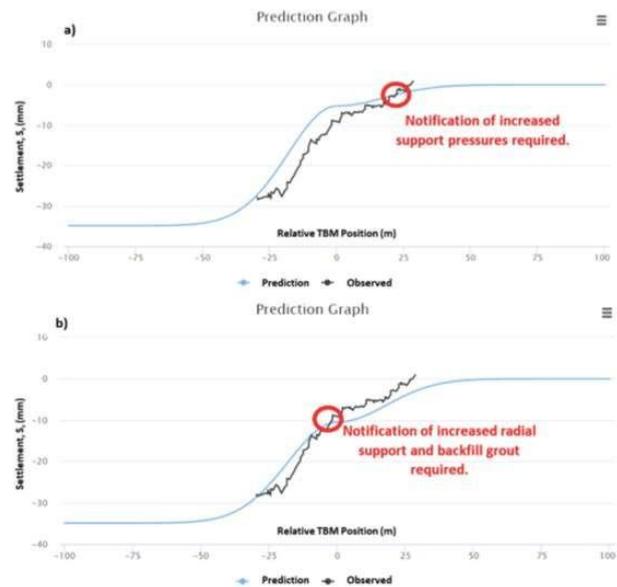


Figura 19: Alerta dinâmico durante escavação de Túnel TBM-EPB, utilizando a plataforma de Maxwell Geosystems: curva longitudinal estimada e monitoramento real

A Figura 19, na parte (b) mostra um caso em que a pressão de frente é adequada, mas o recalque observado excede a previsão acima da roda de corte da TBM. Isso serve para notificar o operador do TBM de que as pressões de frente e injeção de grouting radial devem ser aumentados para minimizar os recalques finais.

O sistema de Maxwell Geosystems, utiliza de diversas ferramentas de cálculo interno como regressão não-linear, expansão de Taylor de segunda ordem e simulações de Monte Carlo para calcular intervalos de previsão para etapas futuras de escavação.

8 FUTURAS PESQUISAS

Cabe ressaltar a curiosidade que resulta da aplicação de métodos computacionais modernos, como *machine learning*, gêmeos digitais, cálculos automatizados, inteligência artificial, monitoramento on-line integral, ecossistema BIM geotécnico, retro análise tensão-deformação on-line das estruturas, atualização progressiva da geologia/geotecnia e obviamente, dos cálculos dos volumes das bacias de recalques, podem ser automatizados nos dias de hoje nos sistemas (plataformas) de gestão do monitoramento e data geotécnica (DMS). Atualmente plataformas avançadas como Maxwell Geosystems (www.maxwellgeosystems.com) ou da Proqio

(www.proqio.com), exploram e apresentam o estado da arte com tais avanços tecnológicos

Cabe mencionar, que os cálculos de recalques simplificados podem ser utilizados em casos de túneis NATM, onde os avanços de escavação estão na ordem de 1m por dia, e cada parada para lance de tratamento, significam paradas para análise das condições passadas e futuras das escavações do Túnel. Sendo o método de escavação em NATM um método extremamente versátil devido ao múltiplo número de ferramentas (tratamento de teto, tratamento da frente, sequência executiva, aplicação de concreto projetado, rebaixamento de nível de água freática e reforço das estruturas), que podem ser variados/adequados em obra para fazer frente às condições de terreno em meios urbanos, os impactos de uma ocorrência e os riscos são reduzidos ao mínimo em tempos atuais.

Os cálculos de recalque mais elaborados e automatizados são de extrema importância para o acompanhamento de túneis em TBM, devido a que os avanços são da ordem de até 33 por dia, onde os tempos de análises do acompanhamento são reduzidos. Devido ao método de escavação ter um limitado número de ferramentas para fazer frente às condições desfavoráveis (parâmetros de escavação e parâmetros de operação da TBM-EPB), os impactos da ocorrência e os riscos são elevados.

9 CONCLUSÕES

Os dados históricos de caso sempre devem ser elaborados/verificados para qualquer novo projeto, levando em consideração tanto as diversas variáveis para elaboração dos projetos de túneis (NATM ou TBM).

Uma vez validada a taxa de recalque na face do túnel, esta informação é de suma importância para estabelecer as tendências de recalque durante a construção, estas condições poderiam ser utilizadas desde o momento da elaboração do Projeto para controle em Obra.

As previsões de Projeto devem ser validadas ou ajustadas em tempo hábil; e potenciais cenários críticos devem ser detectados antecipadamente e medidas tomadas para controlar as deformações e danos induzidos pelo túnel na superfície.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Superuser website:
<https://superuser.com/questions/1267709/building-s-curves-for-projects-in-excel-using-functions-on-dates-and-expected-co?newreg=1620d01df1fc4b25acc290e11f354b1a>

[2] Wikipedia website 1.
https://en.wikipedia.org/wiki/Logistic_function

[3] Wikipedia website 2.
https://en.wikipedia.org/wiki/Sigmoid_function

[4] Möller S. 2006. Tunnel induced settlements and structural forces in linings. PhD. Thesis for Universität Stuttgart.
https://www.igs.uni-stuttgart.de/dokumente/Mitteilungen/54_Moeller.pdf

[5] Suchatvee S. 2022. Earth pressure balance (EPB) shield tunneling in Bangkok: ground response and prediction of surface settlements using artificial neural networks. Doctoral These - MIT USA.
<https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/32222>

[6] Guglielmetti et al. 2008. Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design methodology and construction control.

[7] Fargnoli, V., Boldini, D. und Amorosi, A. (2013); TBM tunnelling-induced settlements in coarse-grained soils: The case of the new Milan underground line 5; Tunnelling and Underground Space Technology 38 (2013), S. 336-347.

[8] Dorea Mattos. 2019. Planejamento e Controle de Obras.

[9] Wongsaroj et al. 2006. Effect of TBM driving parameters on ground surface movements: Channel Tunnel Rail Link Contract 220.

[10] Hajjar M, Nemati Hayati A, Ahmadi MM, Sadrnejad SA, "Longitudinal Settlement Profile in Shallow tunnels in drained conditions". Int J Geomech, 2014.

[11] Grasmick J. & Maxwell A. (2023), Using Predictive Modeling for TBM Process Control. Paper
<https://www.maxwellgeosystems.com/articles/using-predictive-modeling-tbm-process-control>

[12] Suchatvee Suwansawat (2002). Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks. PhD Thesis.

[13] Bertuzzi Robert (2020) Tunnel Design Handbook. 4th Edition. PSM.

MONITORAMENTO AUTOMATIZADO DE DESLOCAMENTOS EM TÚNEL DO METRÔ DE SÃO PAULO

Denis Kenhiti Suzuki

MMF Projetos de Infraestrutura, São Paulo, Brasil

André Silva

Measurand, São Paulo, Brasil

Clemerson Pereira Silva

Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô, São Paulo, Brasil

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso da utilização de sensores lineares em cadeia do tipo MEMS, *Shape Accell Array* (SAA), para o monitoramento de deslocamentos verticais, horizontais e de convergência em seção do túnel singelo em execução da Linha 2 - Metrô, no qual a utilização automatizada deste sensor, permitiu avaliar a influência na estabilidade do túnel da execução de colunas de *Jet-grouting* (JG) adjacentes a seção monitorada, garantindo maior segurança a continuidade dos trabalhos de escavação do túnel bem como dos parâmetros utilizados na execução das colunas de JG, utilizadas como reforço de solo para partida do *Túnel Boring Machine* (TBM). As leituras obtidas de forma remota e em tempo quase real, foram confrontadas com os dados de instrumentação convencional, mostrando resultados compatíveis e confiáveis. Neste caso, o monitoramento remoto se mostrou como única opção para atender aos requisitos da obra, dado o nível de alerta apertado (± 3 mm para 5min) e a necessidade de rápida intervenção, caso o nível de alerta fosse atingido. Além disso, o sistema permitiu observar a ocorrência de deslocamentos importantes não registrados pelas equipes de campo, evidenciando ainda mais a importância do monitoramento contínuo.

1 INTRODUÇÃO

A instrumentação geotécnica comumente utilizada nas obras de túneis ainda se baseia nos dados coletados por equipes de campo, que obtêm essas leituras 2 a 3 vezes por dia, numa frequência alta. As leituras depois de coletadas são planilhadas e processadas até que estejam disponíveis depois de algumas horas para os clientes e consultores. No entanto, neste tempo, as atividades de escavação e demais serviços adjacentes permanecem em andamento, muitas delas com interferências que podem apresentar risco direto a estabilidade do túnel. Visando minimizar este risco, neste sentido, a instrumentação geotécnica automatizada e remota apresenta-se como uma excelente alternativa para o

monitoramento dos túneis, sendo capaz de coletar informações e disponibilizá-la em poucos minutos, além da possibilidade de pré-configuração de alertas automáticos que informam caso algum parâmetro exceda o limite pré-estabelecido.

2 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

O caso apresentado trata-se de um túnel singelo executado junto ao VSE Coxim da Linha 2 do Metrô. O túnel em formato elipsoidal possui diâmetro horizontal maior de aproximadamente 6,2m, sendo esse executado pelo método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*). Este túnel situa-se a de forma adjacente ao túnel de via dupla com 11,66 m de

diâmetro. O trecho objeto deste artigo encontrava-se executado, aproximadamente entre 15,00 e 18,00 metros apartir do emboque do VSE Coxim, e na época 60m da frente de escavação. A necessidade de instrumentação contínua e interrupta se deu devido a necessidade de execução de 113 colunas de *Jet-Grouting* (JG) no túnel de via dupla, utilizadas para a

formação do septo vertical “rolha”, sendo este parte de um conjunto de tratamentos para a partida da *Túnel Boring Machine* (TBM), próximo ao túnel singelo, que encontrava-se executado. Na Figura 1 é apresentado a locação dos túneis e do tratamento realizado.

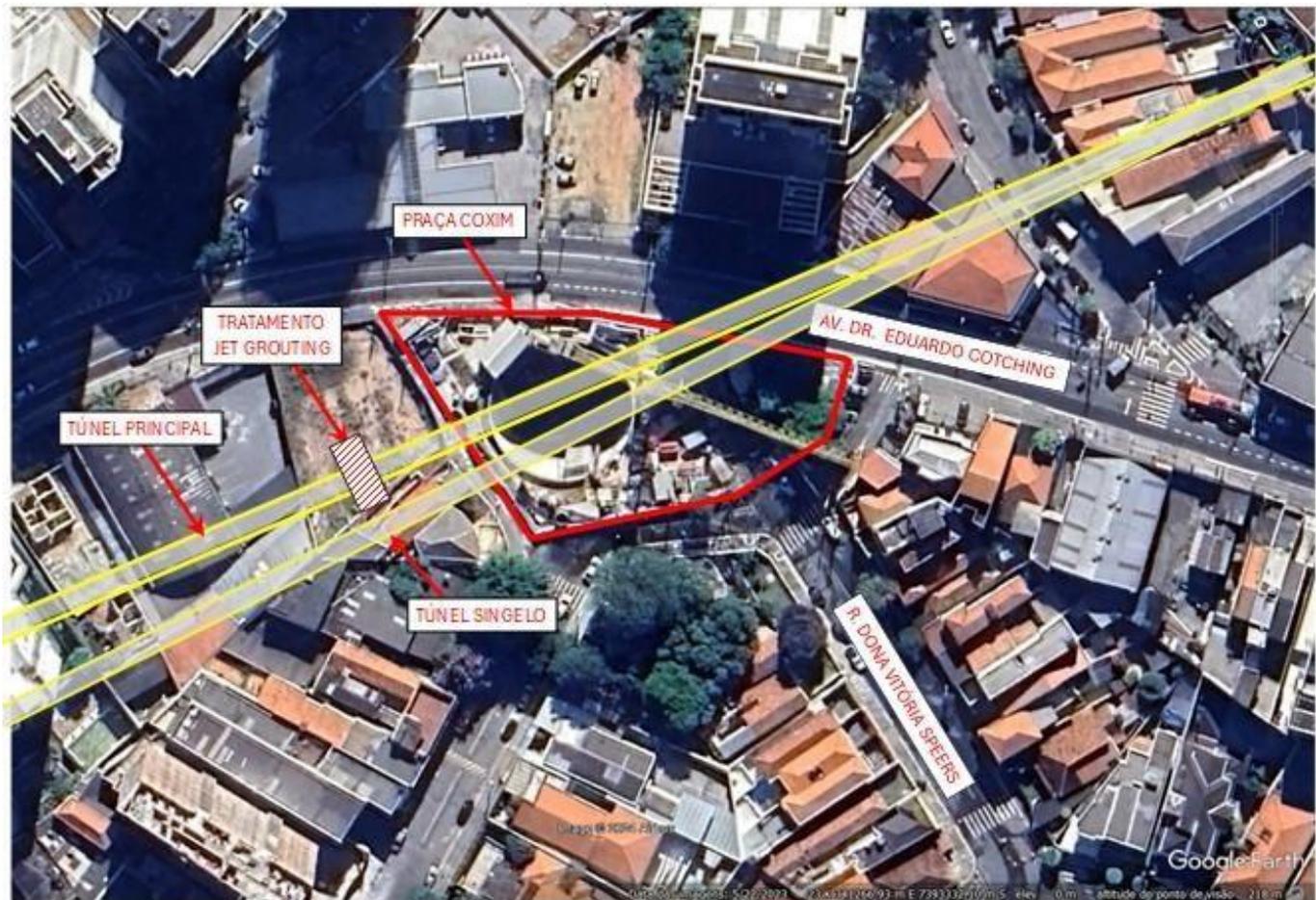


Figura 1. Localização da obra

Como é de conhecimento, o *Jet-Grouting* (JG) é uma técnica de melhoramento de solos que promove a injeção de nata de cimento através de jatos horizontais e verticais de alta pressão promovendo a mistura do solo existente com nata de cimento formando colunas ou painéis de solo cimento. A preocupação era de que durante a execução das colunas de JG, possíveis imprevistos relativos a execução das colunas (existência de vazios no solo, caminhos preferenciais) pudessem de alguma forma

ocasionar deformações excessivas no túnel singelo ao ponto de comprometer a estabilidade dele. Desta forma, as deformações junto a seção mais próxima do tratamento necessitavam ser monitoradas ao longo de todo o processo executivo das colunas de JG. A distância da coluna mais próxima ao túnel era de cerca de 1,20m da parede do túnel singelo. A Figura 2 ilustra a posição das colunas de JG e a posição da seção instrumentada.

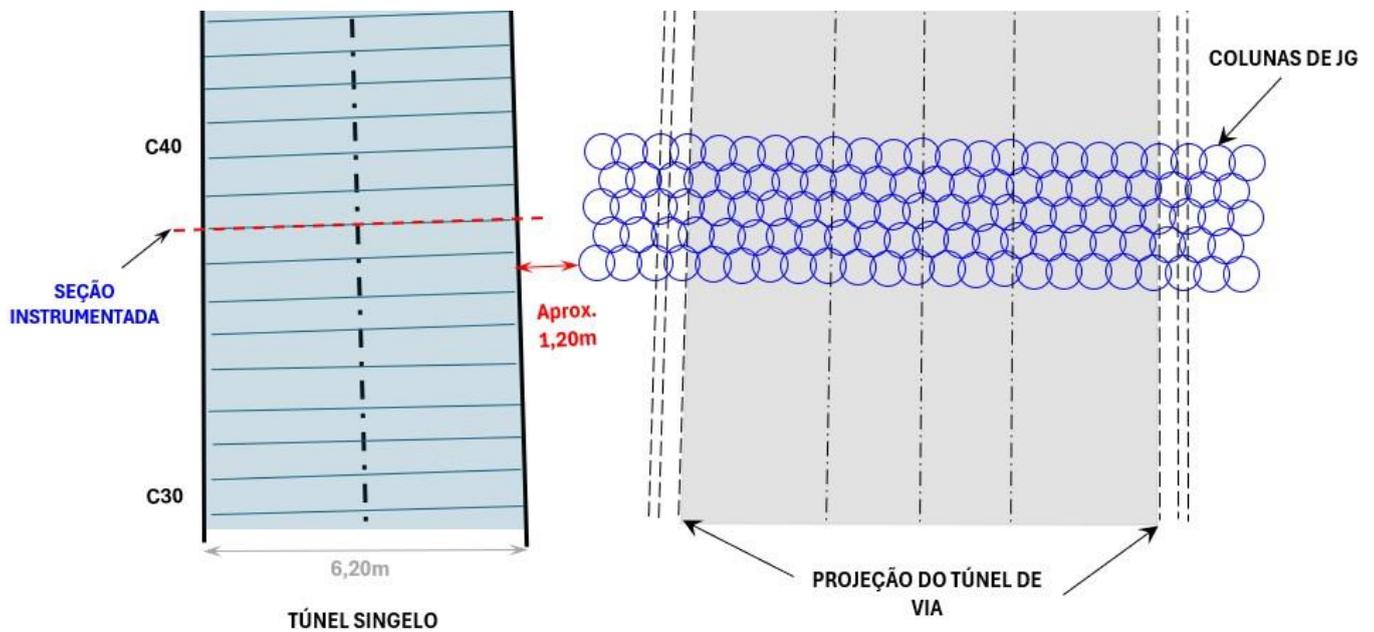


Figura 2. Localização da seção instrumentada e das colunas de Jet Grouting (JG)

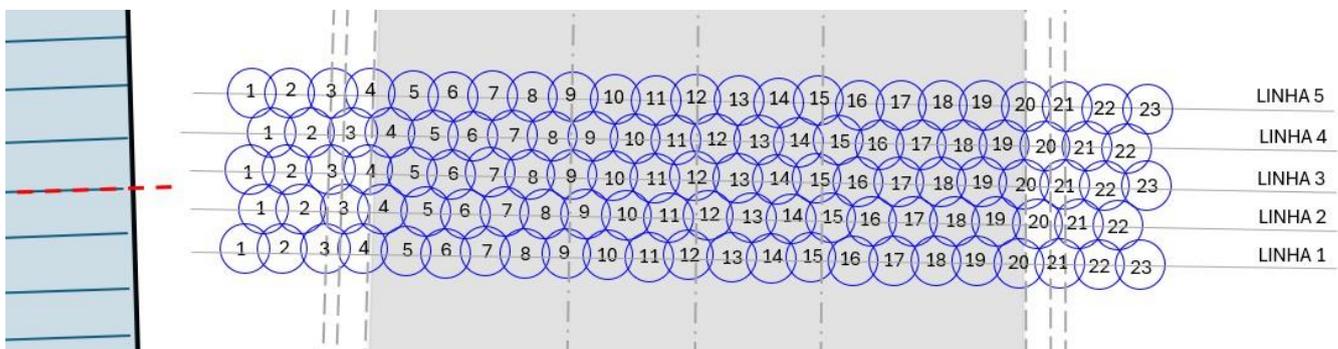


Figura 3. Localização e numeração das colunas de Jet Grouting (JG)

3 INSTRUMENTAÇÃO ADOTADA

A instrumentação convencional prevista para o acompanhamento da execução do túnel vinha sendo realizada desde o início da obra com auxílio de alvos refletivos, para monitoramento dos recalque e convergência do túnel. Entretanto, o monitoramento convencional não permite o acompanhamento das deformações em tempo real, impossibilitando uma resposta rápida no caso de uma possível intervenção, mesmo com a equipe permanecendo no local em tempo integral. Desta forma, a necessidade do monitoramento contínuo e interrupto fez com que se optasse por um monitoramento automatizado.

Uma vez que os serviços de escavação no túnel singelo permaneceriam em andamento, a instrumentação a ser instalada não poderia interferir nessas atividades, ou seja, não seria possível a instalação de um instrumento que bloqueasse ou sofresse interferência pelo tráfego de equipes e equipamentos através da seção.

Dentre as soluções apresentadas, a utilização de sensores lineares em cadeia do tipo *Shape Accell Array* (SAA), mostrou-se o instrumento mais

viável, atendendo tanto as questões referentes a precisão necessária, número de pontos instrumentados, quanto a facilidade de instalação ao longo do da seção do túnel. Conforme apresentado por SILVA (2021), este instrumento vem sendo muito utilizado em diversas obras de escavação subterrânea e túneis, como uma excelente alternativa ao monitoramento geodésico comumente realizado.

Outras soluções automatizadas também eram possíveis de utilização para este caso, como utilização de medidores de convergência laser, monitoramento de prismas com estação total robótica, sensores de fibra óptica para medição de deformação e convergência, como apresentado por Barbosa C.B. *et al.* (2009), extensômetros elétricos instalados em série, etc porém com limitações, principalmente a respeito do tempo de implantação, velocidade de leitura e interferências externas.

- Shape Accell Array (SAA)

Trata-se de um equipamento eletrônico giroscópico e gravimétrico com tecnologia MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*) para medição de

deformações de estruturas podendo ser aplicados para detecção de deformações na vertical (recalque), horizontal (inclinações) e em arco (convergência), adequados para monitoramento em mineração, barragens, estradas, túneis, hidrelétricas e encostas. Composto por uma cadeia de segmentos de 250 e 500 milímetros de tubos rígidos unidos por

juntas flexíveis que podem se deslocar em qualquer direção, sendo que cada segmento possui um microprocessador, um sensor do tipo MEMS e um sensor de temperatura. Na Tabela 1, apresentada a seguir são apresentadas algumas características do sensor.

Tabela 1. Características do SAA (fonte: Measurand)

Comprimento do segmento	250mm ou 500mm (do centro da junta ao centro da junta)
Comprimento padrão do SAAV	Até 150m (segmentos de 500mm) Até 50m (segmentos de 250mm) Até 30m (com kit instalação para convergência)
Diâmetro interno dos tubos para instalação	27mm, 47mm a 100mm
Diâmetro da junta	19mm
Comprimento padrão do cabo de dados	padrão 15m
Peso	0,5 kg/m
Temperatura de operação	(-)35°C a 60°C corrigido por algoritmo polinomial de temperatura
Profundidade a prova d'água	2000 Kpa (200m de coluna d'água)
Requisitos de alimentação (energia)	12 VDC(12-16.5) no 1,8mA/segmento 12 VDC(12-16.5) no 0,4mA/segmento (no modo low power)
Faixa de trabalho angular do sensor MEMS	+/- 360° (seleção requerida para modos 2D/3D)
Faixa de trabalho do modo 3D (Vertical)	+/- 60° em relação a vertical
Resolução	0,00067° (0,012mm/m)
Precisão do sistema	+/- 0.5mm para 30m SAAV
Precisão por segmento	+/- 0.0005° (0.01mm/m) (68% intervalo de confiança) +/- 0.005° (0.09mm/m) (99.7% intervalo de confiança)
Estabilidade do sensor (24H)	+/- 0.01mm/m (68% intervalo de confiança) +/- 0.03mm/m (99.7% intervalo de confiança)
Erro de aximute nas juntas	< +/- 0.01°

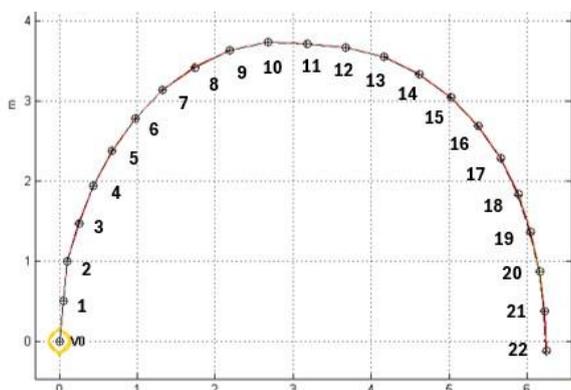


Figura 4. Numeração dos sensores sistema automatizado (SAA)

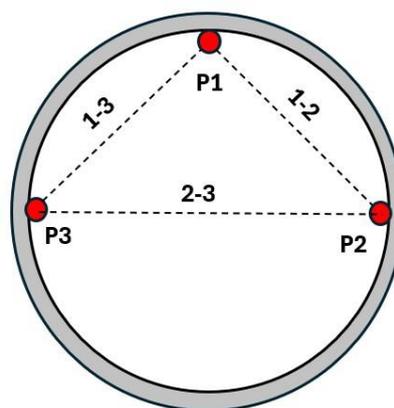


Figura 5. Alvos refletivos (monitoramento convencional)

Para a instalação do instrumento na seção, utilizou-se uma tubulação de 1" em PVC, para revestimento e proteção dos sensores. Esta tubulação foi então fixada por meio de abraçadeiras metálicas diretamente no semicírculo da seção. Esta forma de instalação permitiu a rápida liberação do tráfego de equipamentos dentro do túnel, sendo necessário cerca de 1,5h para realização deste serviço.

O *datalogger* foi instalado a cerca de 30m da seção e próximo a saída do túnel, visando melhorar a comunicação via protocolo *LoRa* entre o *datalogger* e o *gateway*, instalado fora do poço de acesso. Já a ligação entre o *datalogger* e o sensor SAA é realizada via cabo de dados.

Na Figura 6 é apresentado um registro fotográfico da instalação dos equipamentos utilizados no monitoramento automatizado.

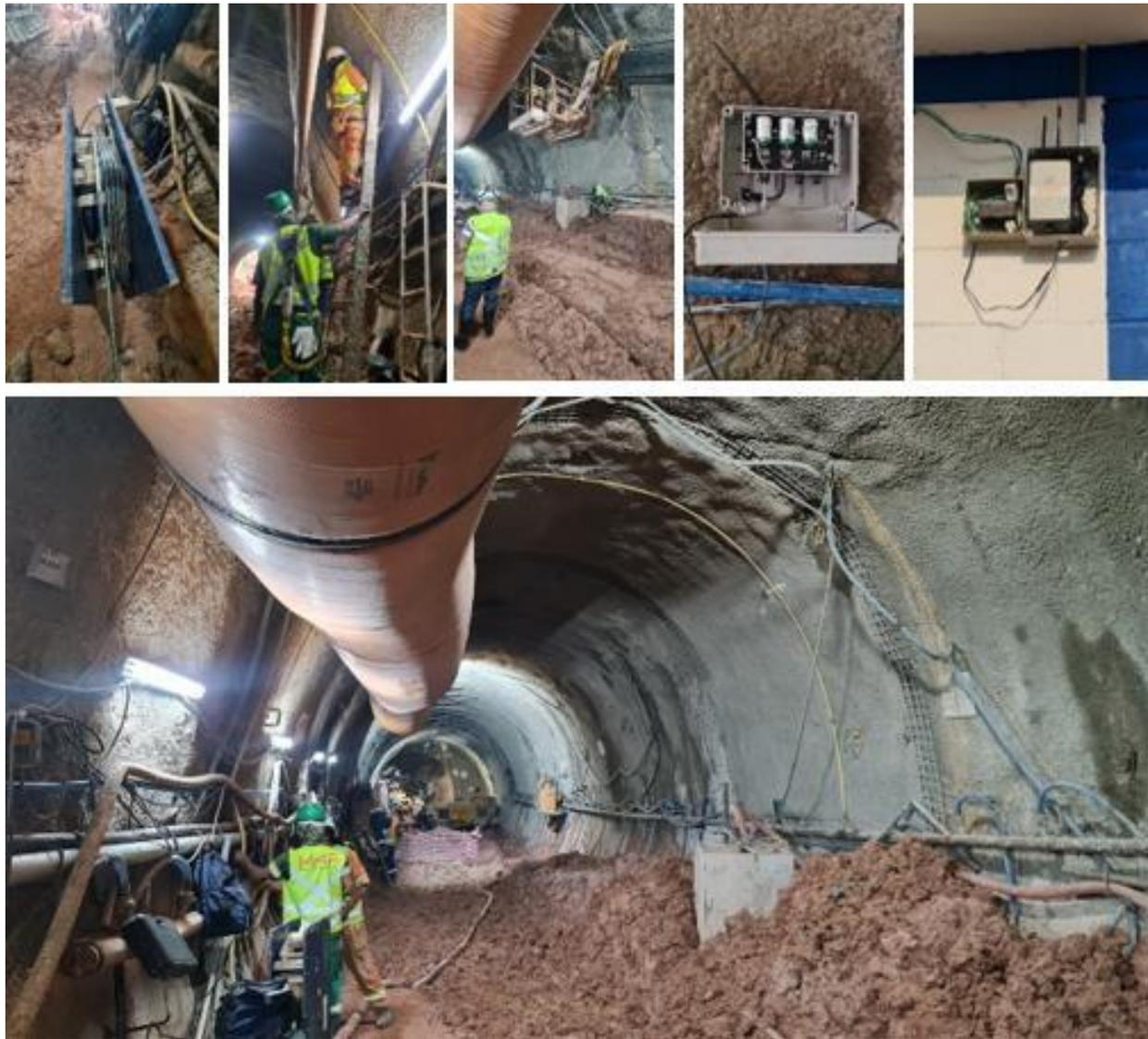


Figura 6. Fotos das instalações dos equipamentos

O intervalo definido de coleta de leituras foi de 5min, sendo a transmissão para o servidor de dados realizada logo após a coleta da leitura. Após carregados os dados no servidor, estes eram processados automaticamente e disponibilizados para visualização em tempo quase real em um software de visualização específico do equipamento.

Como critério de alerta definiu-se em conjunto com o cliente que o limite estabelecido seria de +/-3mm entre 2 leituras consecutivas (5min). Ultrapassando este limite os responsáveis seriam informados via email.

Na Figura 6 é apresentada a tela do *software SAAView*, utilizada para visualização dos dados.

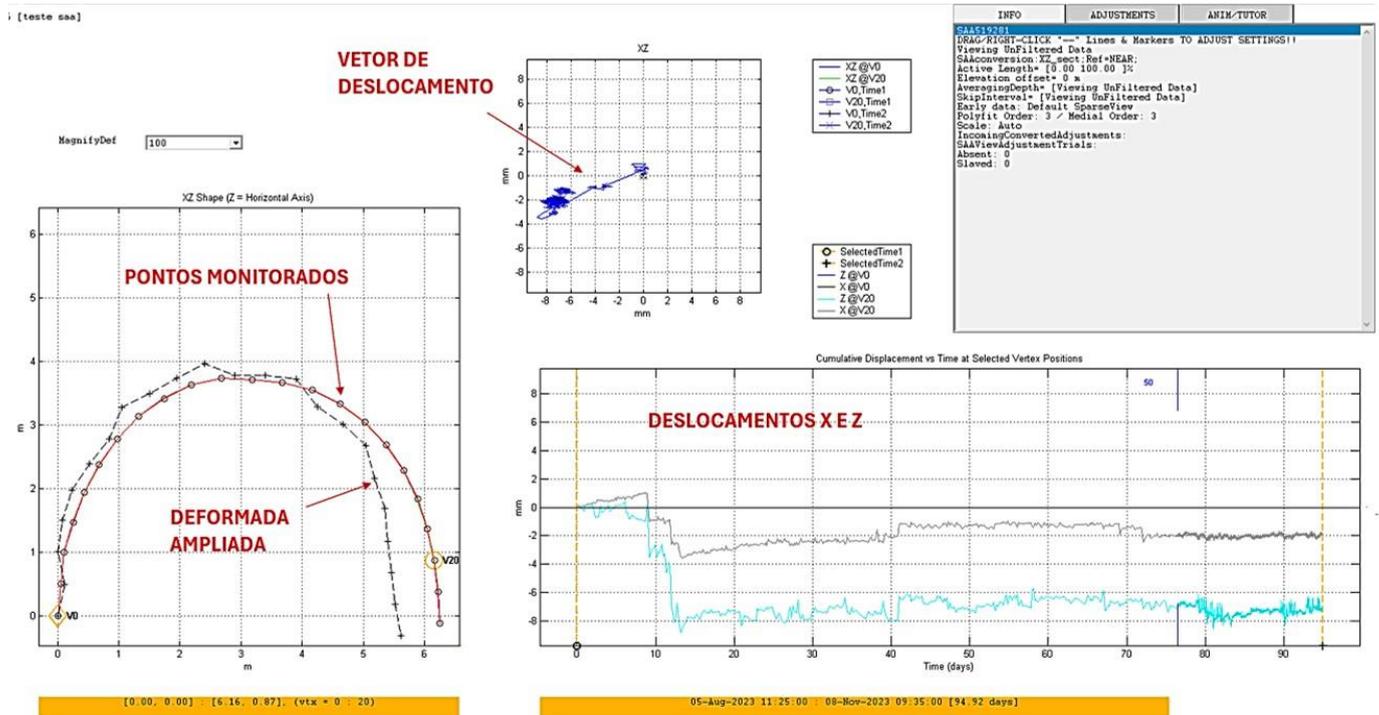


Figura 7. Software de visualização dos dados do SAAV

4 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

O monitoramento automatizado foi iniciado no dia 05/08/2023, logo após sua instalação. Já execução das colunas de JG foi iniciada no dia 12/07/23 pela Coluna 11 da linha 1, cerca de 3 semanas antes da instalação do sistema.

Após o início do monitoramento automatizado, entre os dias 14 e 19/08/23, durante a execução das colunas foram observadas deformações que ocasionaram diversas paralisações na obra, uma vez que os limites de alerta foram ultrapassados. Tais variações também foram confirmadas pelas leituras convencionais, através das leituras dos alvos refletivos. As colunas executadas neste período e que tiveram relação com as paralisações podem ser visualizadas na Figura 8.

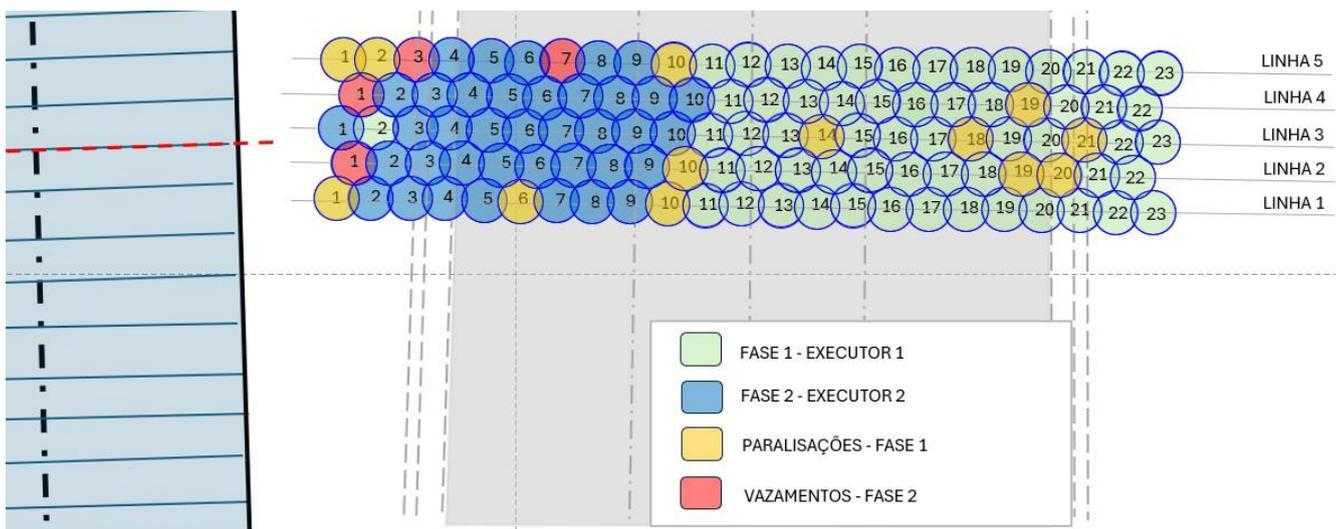


Figura 8. Ocorrências durante a execução das colunas de JG

As variações nas convergências atingiram o valor máximo de 8,8mm na corda 2-3 em 18/08, quando a obra decidiu pela paralisação dos serviços, entre os dias 23/08 e 10/10/23, a fim de investigar o motivo da ocorrência de tais deformações. Ao final deste período, houve a troca da empresa executora e a

retomada dos serviços em 11/10/23 com a entrada do Executor 2.

Com o Executor 2 também foram observadas ocorrências no túnel, que paralisaram as atividades. Dentre as ocorrências, foram constatados vazamentos de calda no túnel e vazamento de calda pelos DHPs, cujos motivos muito provavelmente estão

relacionados a presença de caminhos (microfraturas) e materiais mais permeáveis que direcionaram a calda de cimento para os DHP's e para o túnel. Entretanto, apesar das paralisações os valores de deslocamento mantiveram-se dentro dos níveis de alerta estabelecidos; o que mostra a importância da experiência da empresa executora no processo executivo.

A visualização do sistema remoto utilizado permite diversos tipos de informação como saída como

posição, aceleração, deslocamento incremental, deslocamento acumulado, forma absoluta, magnitude, ângulo, temperatura, desvio incremental e raio de curvatura de cada sensor.

Através dos dados de posição dos sensores foi possível calcular aproximadamente os valores de convergência das mesmas cordas monitoradas pelo sistema convencional. A comparação entre os dados de convergência automatizados e convencional são apresentados na Figura 9.

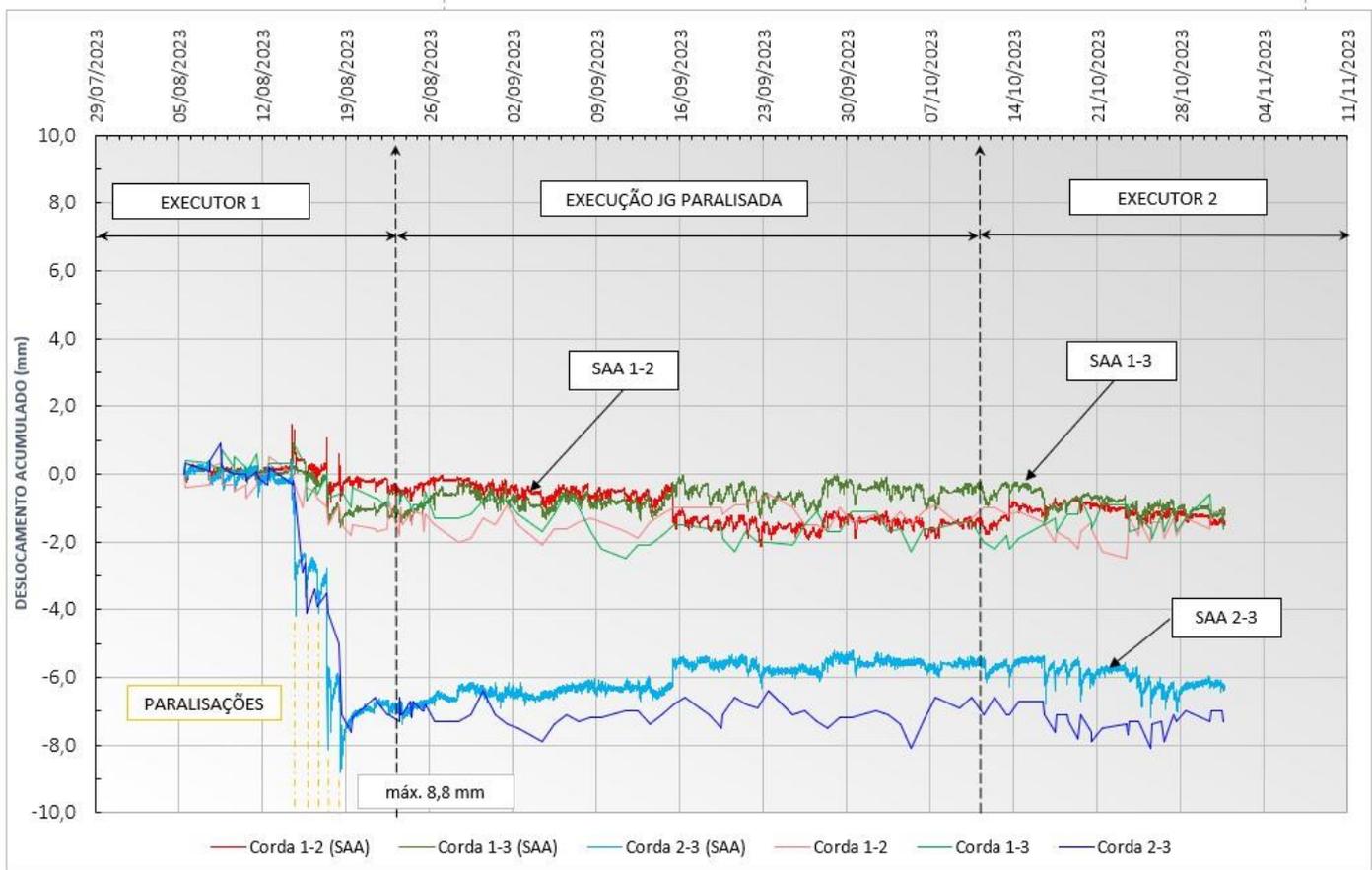


Figura 9. Comparativo entre as convergências automatizada e convencional

A análise dos resultados permite observar que o comportamento do sistema automatizado apresentou comportamento bem similar ao monitoramento convencional realizado, porém com uma infinidade muito maior de leituras. No total o sistema automatizado coletou mais de 24200 leituras, enquanto que o convencional realizou 113 leituras no mesmo período de monitoramento.

Observando-se os dados, nota-se que devido a realização de leituras pontuais da instrumentação convencional, deslocamentos importantes não foram registrados, uma vez que estes ocorreram após as leituras já terem sido realizadas e no intervalo entre leituras de um dia para o outro, conforme pode-se observar na Figura 10.

Isso mostra a importância de se manter o monitoramento automatizado obtendo as leituras em intervalos mínimos, de modo que mudanças abruptas

no comportamento do maciço possam ser registradas e alertadas.

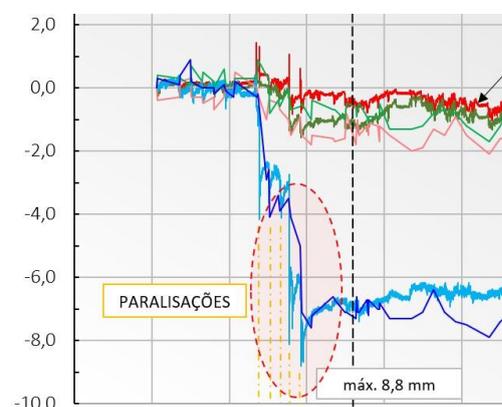


Figura 10. Diferenças importantes entre o monitoramento convencional e o automatizado

As maiores discrepâncias observadas entre o monitoramentos convencional e automatizado são da ordem de 4mm, ou seja, próximo a precisão da leitura com estação total que em média gira em torno da mesma grandeza.

5 CONCLUSÕES

As variações entre o sistema convencional e automatizado podem estar relacionados principalmente a diferença de precisão entre os equipamentos utilizados, posição dos sensores utilizados nas análises e em especial a diferença no número de pontos monitorados na seção. Outro detalhe importante, é que para o nível de alerta pré-estabelecido para o monitoramento automatizado, +/- 3mm entre leituras (5min), é um valor muito próximo a precisão da leitura convencional com estação total, não podendo ser aplicado o mesmo parâmetro como alerta para ambos os sistemas.

Dentre as possibilidades de monitoramento, entendemos que o tempo necessário para se monitorar a mesma quantidade de pontos monitoradas pelo SAA utilizando-se o sistema convencional seria muito superior ao da instrumentação remota e, provavelmente, o “time” da intervenção poderia ser ligeiramente tardio, com maior risco de promover danos na estrutura do túnel. Desta forma, a utilização do sensor SAA mostrou como uma excelente alternativa para o monitoramento automatizado de túneis, sendo imprescindível para o sucesso da obra neste caso específico.

O êxito da adoção desta tecnologia evidencia que o monitoramento automatizado, em conjunto com sensores e softwares de processamento cada vez mais avançados, deve ser cada vez mais frequente em projetos de infraestrutura. Ele atua em complemento à instrumentação convencional, com o objetivo primordial de garantir a segurança dos envolvidos, proporcionando também maior precisão nos dados e agilidade na resposta aos eventos críticos.

Através deste trabalho, também foi possível observar a relevância da seleção criteriosa de empresas executoras com experiência na execução dos serviços. Ficou claro que a qualidade da execução das colunas teve um impacto significativo no comportamento das deformações no túnel singelo.

6 AGRADECIMENTOS

Agradecemos imensamente a todos os profissionais que possibilitaram a utilização desta tecnologia pela primeira vez em uma obra de infraestrutura, a toda equipe do Metrô da Mendes Júnior, e em especial a Ana Flávia Righini e Lucio Seiti Shibasaki que forneceram em detalhes todos os registros que permitiram a elaboração deste artigo.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Measurand. Disponível em <<https://measurand.com/>>. Acesso em 15 dez 2024.

Barbosa, C. B., Ferreira, L. A., Araújo, F. M., Gonçalves, L., Gama, C. D., Malva, R., Silva, A. e Freitas, V. (2009) *Fiber Bragg grating system for continuous large-scale monitoring of convergence in Rossio Tunnel*, 20th International Conference on Optical Fibre Sensor, Edinburgh, UK.

SILVA, A. *Monitoramento de Obras Subterrâneas com recursos a ShapeArrays*. 5º Congresso Brasileiro de Túneis, São Paulo, Brasil, 2021.

6° CBT



Desenvolvimento e Sustentabilidade por meio de Túneis e Estruturas Subterrâneas

Implementação de Monitoramento Geotécnico Automatizado com Distanciômetros a Laser nos Túneis do Mineroduto do Sistema Minas-Rio

Rodrigo Brum Teodorico

<Anglo American>, <Santo Antônio do Grama/MG>, <Brasil>

Jairo Henrique da Silva

<Anglo American>, <Conceição do Mato Dentro/MG>, <Brasil>

Leonardo Leopoldo Gomes

<Anglo American>, <Conceição do Mato Dentro/MG>, <Brasil>

Alexandre Assunção Gontijo

<MecRoc Engenharia >, <Belo Horizonte/MG>, <Brasil>

Leandro Roque da Fonseca

<MecRoc Engenharia >, <Belo Horizonte/MG>, <Brasil>

João Paulo Godoi da Silva

<MCA Auditoria e Gerenciamento >, <Santo Antônio do Grama /MG>, <Brasil>

RESUMO: Este trabalho apresenta a implementação de um sistema de monitoramento automatizado das seções de convergência utilizando distanciômetros a laser nos cinco túneis do mineroduto do Sistema Minas-Rio, pertencente à Anglo American. O principal objetivo deste projeto é garantir a coleta de dados em tempo real, obtendo medições contínuas e ininterruptas da estrutura monitorada. Tradicionalmente, as medidas de deslocamento nos túneis do Sistema Minas-Rio eram realizadas com um convergenciômetro de fita manual, um método direto, simples e de baixo custo, mas com limitações significativas, como a exposição excessiva do pessoal em campo, a obtenção de dados apenas durante a coleta e a menor precisão devido a possíveis erros de leitura humana. Para superar essas limitações, foram implementados convergenciômetros a laser automatizados. Este trabalho apresenta as estratégias utilizadas para essa implementação, incluindo a metodologia aplicada e as etapas do serviço, como a definição das seções de convergência, a instalação dos medidores de deslocamento óptico (laser) e a comunicação dos dados com o Centro de Monitoramento Geotécnico (CMG).

Após a automatização, os lasers foram acompanhados por operação assistida, garantindo os padrões de qualidade da instrumentação e comunicação dos dados. O acesso contínuo aos dados e a possibilidade de aplicar diversos tipos de análise para avaliar as condições de deslocamento têm se mostrado de grande valor na gestão de risco da estrutura. Isso permite que a equipe técnica avalie as condições de deslocamento em tempo real, desenvolva gatilhos para deslocamentos aceitáveis e tome decisões de mitigação e correção mais assertivas quando necessário.

Palavras-chave: monitoramento geotécnico, túneis, distanciômetros a laser, automação, gestão de riscos.

Realização



Organização



1. INTRODUÇÃO

As deformações nas estruturas dos túneis surgem de uma infinidade de fatores, abrangendo condições geológicas, geometria do túnel e metodologias de construção. Essas deformações podem precipitar desafios estruturais substanciais, exigindo monitoramento e gerenciamento meticulosos para manter a estabilidade e a segurança do túnel.

Os túneis que atravessam zonas de falha fracas exibem maior vulnerabilidade à deformação atribuível à diminuição da resistência e à autoestabilidade inadequada da massa rochosa circundante. Essa situação pode culminar em graves deficiências estruturais, incluindo subsidência e fissura da coroa do arco, deformação interna das paredes laterais e distorção dos arcos de aço de suporte (Zheng et al., 2024).

Em formações rochosas estratificadas, a aplicação de sobrecargas e a presença de tensões internas podem gerar deformações plásticas consideráveis, exigindo, portanto, um projeto e monitoramento meticulosos para aliviar esses efeitos adversos (Adlim et al., 2022).

A avaliação da convergência em túneis envolve o monitoramento do deslocamento radial da rocha circundante do túnel durante a escavação. Isso ajuda a avaliar a estabilidade do solo e estimar os parâmetros constitutivos dos materiais geológicos, cruciais para garantir a construção segura de túneis (Lee et al., 2022).

A avaliação de convergência é, de fato, o principal método de monitoramento para túneis escavados na rocha, empregando várias técnicas avançadas para garantir a integridade e a segurança estrutural. Esse método envolve medir as mudanças na geometria do túnel ao longo do tempo, o que é crucial para avaliar a integridade do túnel.

No Sistema Minas Rio, as medidas de deslocamento foram tradicionalmente realizadas com um instrumento manual conhecido como convergenciômetro de fita, um método direto, simples e de baixo custo que dispensa a instalação de dispositivos instrumentais sofisticados ou medição indireta. No entanto, essa abordagem manual de coleta de dados apresenta algumas limitações, como exposição excessiva do pessoal em campo, obtenção de dados apenas no momento da coleta em campo e menor precisão dos dados devido à possibilidade de erros de leitura humana.

Neste trabalho, será apresentado um método de automatização das seções de convergências nos cinco

túneis em operação da Anglo American, que consiste em um dispositivo óptico, sem fio, capaz de medir a distância relativa entre os pares de pontos de referência com uso de distanciômetros a laser e comunicação online com o Centro de Monitoramento Geotécnico (CMG). Este método automatizado oferece maior precisão e minimiza o risco de erros humanos durante a coleta de dados, além de reduzir a exposição do pessoal em campo e permitir a obtenção de dados em tempo real.

2. OBJETIVOS GERAIS

Este trabalho tem como objetivo principal apresentar a implementação de um sistema de monitoramento automatizado das seções de convergência nos cinco túneis do mineroduto do Sistema Minas-Rio, pertencente à Anglo American, utilizando distanciômetros a laser, promovendo avanços significativos na precisão das medições, na redução de riscos ocupacionais e na eficiência da gestão de riscos estruturais.

Divulgar à comunidade geotécnica a metodologia empregada e a forma como os dados foram tratados. Reforçar a importância da instrumentação geomecânica como forma de monitoramento em escavações subterrâneas e analisar os dados de instrumentação, de forma a controlar os riscos geotécnicos, analisando as possíveis variações de deslocamentos das escavações.

3. ÁREA DE ESTUDO

O Sistema Minas-Rio da Anglo American engloba uma mina de minério de ferro e planta de beneficiamento, em Conceição do Mato Dentro e Alvorada de Minas / MG, e um mineroduto, com 529 km de extensão que atravessa 33 municípios mineiros e fluminenses e o terminal de minério de ferro do Porto de Açú em São João da Barra / RJ (Figura 01). Ao longo da extensão do mineroduto, existem cinco túneis.

O Mineroduto Minas Rio conduz o concentrado de minério de ferro, na forma de polpa, da planta até o Porto de Açú. Ao longo do mineroduto, existem cinco túneis denominados São Domingos do Prata, Sem Peixe 2, Carangola-Faria Lemos, Tombos B e Tombos C que estão localizados nos municípios de Nova Era, São Domingos do Prata, Sem Peixe, Carangola e Tombos no estado de Minas Gerais.

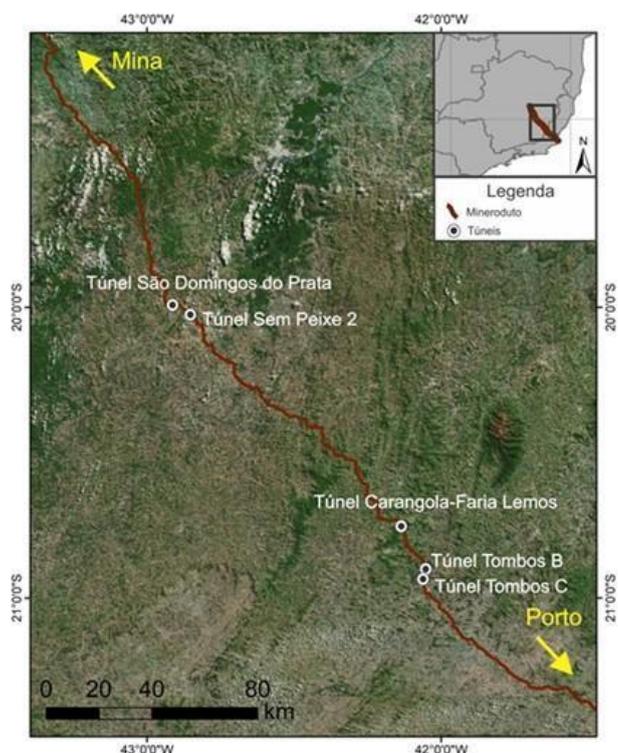


Figura 1. Localização dos túneis ao longo do Mineroduto Minas Rio.

As regiões onde estão localizados os túneis estão inseridas no contexto geológico do Orógeno Araçuaí, que se estende do Cráton do São Francisco ao litoral atlântico (Pedrosa-Soares et al. 2001) e cujas deformações e metamorfismos regionais ocorreram no Neoproterozoico, entre 582 e 560 Ma (Silva et al. 2005).

As unidades geológicas presentes no orógeno podem ser agrupadas em dois grandes conjuntos:

- Embasamento Arqueano / Paleoproterozoico;
- Unidades Supracrustais e suítes magmáticas associadas aos vários estágios evolutivos do Orógeno (Novo et al., 2012).

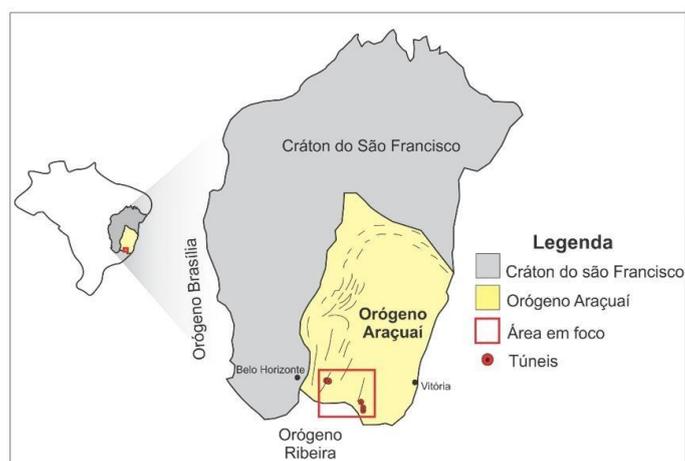


Figura 2. Localização dos túneis inseridos no contexto geológico do Orógeno Araçuaí.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Monitoramento de Convergência

No campo da construção de túneis, a metodologia de monitoramento de convergência desempenha um papel fundamental na proteção da integridade estrutural das passagens subterrâneas. O monitoramento é um processo crítico, voltado para a medição do movimento ou da deformação das paredes do túnel ao longo do tempo. Esse processo permite avaliar a estabilidade e a segurança da estrutura do túnel, detectando quaisquer alterações significativas que possam indicar problemas com a rocha circundante ou com os sistemas de suporte.

Essa técnica envolve um sistema de monitoramento com frequência de aquisição de dados de forma discreta, possibilitando a realização de leituras ao longo de uma seção do túnel ou galeria para monitorar a deformação ao longo do tempo, seja no sentido de convergência ou divergência (fechamento ou abertura).

O sistema de monitoramento é reconhecido por sua estrutura simples e baixo custo, o que o torna acessível para diversos projetos de túneis. Apesar de sua simplicidade, ele proporciona alta precisão nas medições, essencial para o monitoramento confiável da estabilidade do túnel.

As medições de convergência fornecem uma indicação clara da condição do túnel, permitindo que os engenheiros detectem sinais precoces de instabilidade.

Para a definição das seções de convergência, foi utilizada a planta de perfil geológico do túnel, considerando a qualidade do maciço rochoso e as classes entre II e V. Com base no mapa de fragilidade elaborado para o túnel, as seções de convergência foram determinadas nas áreas de menor resistência ou mais frágeis, garantindo um monitoramento mais representativo das condições geotécnicas. A Figura 03 abaixo ilustra o perfil geológico do túnel São Domingos do Prata e os locais onde essas seções foram instaladas.

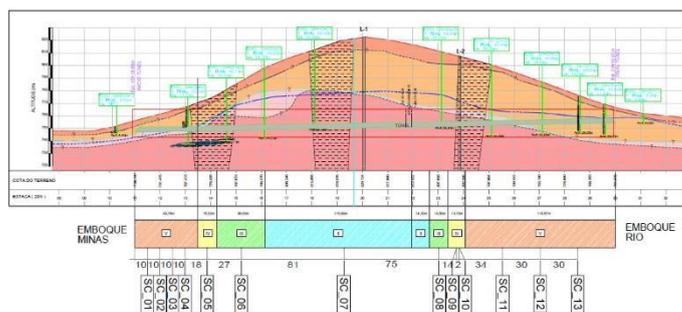


Figura 3. Perfil Geológico do Túnel São Domingos do Prata.

O Túnel São Domingos do Prata, localizado entre os quilômetros 175 e 176 do mineroduto, no trecho II, na Fazenda Estiva, no município de São Domingos do Prata, é o primeiro túnel ao longo da extensão do mineroduto, no sentido Minas-Rio. O túnel possui 380 metros de extensão.

4.2 Infraestrutura e Comunicação

Para garantir a precisão no monitoramento das seções de convergência, foram adotadas soluções tecnológicas eficientes em cada uma das treze seções definidas. A infraestrutura necessária para o funcionamento do sistema de monitoramento foi cuidadosamente planejada e implantada. O sistema foi composto pelos seguintes componentes:

- Distanciômetros a laser;
- Refletor de parede;
- Refletor no teto.

Os refletores desempenham um papel crucial, funcionando como alvos para refletir o feixe de luz emitido pelos distanciômetros a laser. Nos túneis, foram instalados medidores de deslocamento ótico nas paredes, enquanto no teto foi colocado um refletor, que reflete o feixe de luz do laser para que as medições possam ser realizadas com alta precisão. As Figuras 04 e 05 ilustram o esquema de uma seção de convergência.

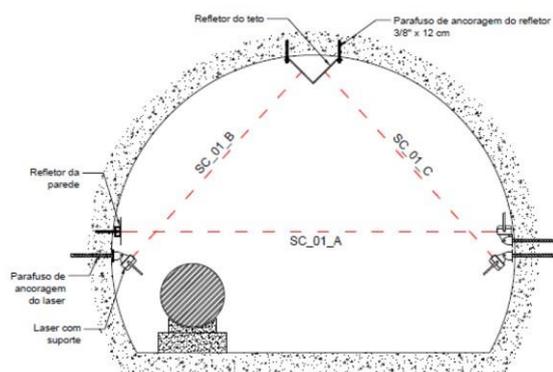


Figura 4. Esquema de instalação dos refletores e dos lasers.



Figura 5. Sensores instalados em uma das seções em esquema de triangulação.

Os dados de monitoramento dos distanciômetros são enviados para o gateway instalado na entrada do túnel, que os registra e os transmite, por meio de fibra ótica, até o Centro de Monitoramento Geotécnico (CMG) da Anglo American, localizado em Conceição do Mato Dentro, MG. A Figura 6 apresenta um desenho esquemático da infraestrutura necessária para o funcionamento da automatização dos equipamentos.

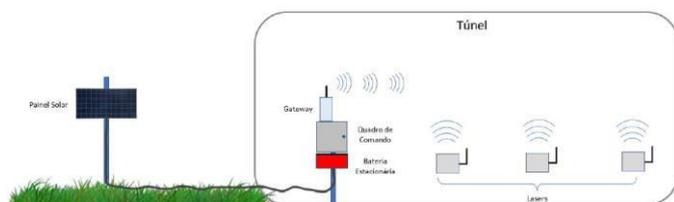


Figura 6. Ilustração da infraestrutura do sistema de automatização dos equipamentos.

A energia necessária para o funcionamento do sistema é fornecida por meio de um painel solar (placa fotovoltaica) instalado no emboque, o qual abastece os equipamentos presentes no quadro de comando (gateway e bateria estacionária). Na figura 7 a seguir, é possível observar o sistema instalado no interior do túnel.



Figura 7. Quadro de comando do sistema de monitoramento.

Nos sensores, foram configurados a identificação e a senha do gateway para que ele pudesse reconhecê-los corretamente. O intervalo de coleta de dados foi definido para ocorrer a cada 6 horas, e o gateway é o responsável por registrar essas informações.

Além disso, o gateway também envia sinais aos sensores, ativando o feixe de laser para a aquisição dos dados. Esses dados são transmitidos de volta ao gateway de forma instantânea. Durante o processo de configuração, é definida a quantidade de sensores que utilizam lasers na mesma rede do gateway. Para evitar conflitos na recepção dos dados, o sinal é enviado a cada sensor com uma diferença de alguns milésimos de segundo entre eles.

5. RESULTADOS

A análise dos dados coletados pelos distanciômetros a laser revelou que, durante o período avaliado, não foram registrados deslocamentos significativos nos túneis monitorados. O gráfico de séries temporais (Figura 8) apresenta os deslocamentos relativos em relação ao ponto de referência inicial, que foi calibrado como zero. Nesse contexto, os valores registrados refletem as variações relativas a esse ponto de partida, com deslocamentos tanto positivos quanto negativos indicando, respectivamente, abertura ou fechamento das seções monitoradas.

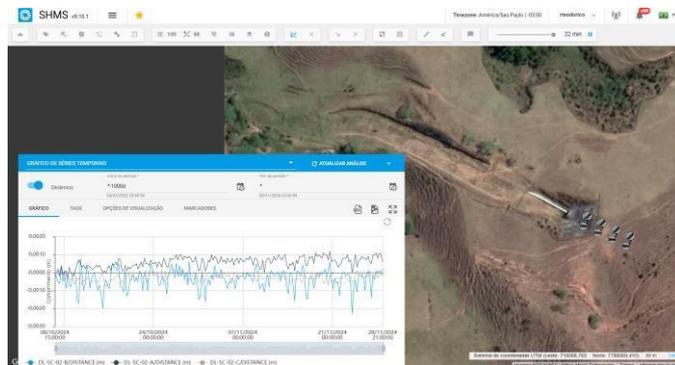


Figura 8. Gráfico de séries temporais de uma seção de convergência.

O comportamento estável observado no gráfico, com os valores próximos de zero, indica a ausência de deformações significativas nas estruturas avaliadas. Essa análise confirma a integridade estrutural no momento do monitoramento, reforçando a eficácia do sistema automatizado.

Além disso, a automatização permitiu gerar um volume significativo de dados confiáveis, possibilitando a avaliação contínua do comportamento estrutural ao longo do tempo. Essa abordagem viabiliza a identificação de tendências, padrões e alterações, sendo essencial para prever e mitigar possíveis riscos estruturais. Os dados obtidos também abrem caminho para o desenvolvimento de uma TARP (Trigger Action Response Plan), que definirá limites de referência específicos para diferentes cenários de deslocamento, aprimorando a gestão de riscos.

6. DISCUSSÃO

A introdução do sistema automatizado trouxe ganhos significativos em termos de volume e qualidade de dados. A capacidade de monitorar em tempo real e criar rotinas específicas para leitura e interpretação dos dados permite uma compreensão mais precisa das deformações nos túneis. Isso representa um avanço na detecção precoce de anomalias e na mitigação de riscos estruturais.

Apesar dos resultados positivos, o desenvolvimento de uma TARP específica é uma etapa fundamental para consolidar a eficiência do sistema. A TARP estabelecerá limites de referência para diferentes cenários de deslocamento, permitindo respostas rápidas e assertivas a eventuais alterações.

A automatização também minimizou a exposição do pessoal em campo, reduzindo riscos ocupacionais e melhorando a eficiência das operações. Essa abordagem representa um modelo de monitoramento que pode ser replicado em outros contextos geotécnicos.

7. CONCLUSÃO

A tecnologia de distanciômetros a laser proporcionou maior precisão, coleta contínua de dados e redução de riscos ocupacionais, estabelecendo um novo padrão para a gestão de riscos geotécnicos.

A continuidade desse trabalho inclui o desenvolvimento de uma TARP específica, essencial para definir limites de referência e ações proativas em resposta a deslocamentos.

Os resultados obtidos destacam o potencial do sistema automatizado como uma ferramenta indispensável para projetos subterrâneos, contribuindo para a segurança estrutural e a sustentabilidade operacional.

8. REFERÊNCIAS

Kübra, Nur, Adlim., Sinem, Bozatli., Yavuz, Abut. (2022). 1. Investigation of the Effect of Tunnel Geometry on Deformations in Shallow and Stratified Rock Formation. *Yüzüncü yıl üniversitesi fen bilimleri enstitüsü dergisi*, doi: 10.53433/yyufbed.1090576.

NOVO, T. A. et al. *Geologia e Recursos Minerais da Folha Carangola SF.23-X-B-VI, estado de Minas Gerais, escala 1:100.000*. Belo Horizonte: CPRM, 2012. 72 p. (Relatório e mapa).

PEDROSA-SOARES, A. C. et al. The Araçuaí–West Congo orogen in Brazil: An overview of a confined orogen formed during Gondwanland assembly. *Precambrian Research, Amsterdam*, v.110, p. 307-323, 2001.

SILVA, L. C. et al. The Neoproterozoic Mantiqueira Province and its African connections. *Precambrian Research, Amsterdam*, v.136, p. 203-240, 2005.

Wei, Xing, Zheng., Feng, Huang., Sheng, Wang., Wenxuan, Xu. (2024). 2. Research on the Mechanism of Loose Deformation in Weak Fracture Zone Tunnel Surrounding Rock and Support Control. *Buildings*, doi: 10.3390/buildings14082506

Yulin, Lee., Wei-Cheng, Kao., Chih-Sheng, Chen., Chishuai, Ma., Pei-Wen, Hsieh., Chi-Min, Lee. (2022). 3. Inverse Analysis for the Convergence-Confinement Method in Tunneling. *Mathematics*, doi: 10.3390/math10081223

Use of 3D geological modelling for better assessment of tunnel design

Carrillo García, E.J.

SENER España, Madrid, Spain

Carreira, W.

SENER Brasil, São Paulo, Brazil

Silva, J.

SENER Brasil, São Paulo, Brazil

Cardoso, L.

SENER Brasil, São Paulo, Brazil

Silva, G.

SENER Brasil, São Paulo, Brazil

Rattia, V.

SENER Brasil, São Paulo, Brazil

Abstract: Design of underground works requires, first, a good understanding of the groundmass condition. The better the knowledge of the ground conditions is, the more control there is on the assessment of risks for construction, contract and personnel management, and ultimately on final costs, especially for tunnels. Therefore, the construction of a geological model constitutes a subject of paramount importance. This paper focuses on the use of Leapfrog software for the design of a tunnel in the construction of a geological model. The idea is to understand the geology conditions to visualize the depth and geometry variations below ground and to characterize the properties that each unit comprises, and then to evaluate the underground geological conditions for better assessment of tunnel design. The data used in this work was considered for representation purposes only in order to highlight key aspects of an adequate construction of a geological model.

1 INTRODUCTION

Understanding the interaction between engineering projects and geological conditions constitutes the forefront of geology applied to engineering, for example, in civil construction, mining or oil industry. The ability to adequately and accurately predict structural geology through the spatial dispositions of contacts between different lithologies and their respective discontinuities is one of the critical geological aspects in order to ensure the stability of

large-scale foundations, excavations, underground and open pit structures (Xavier et al., 2021).

An important issue related to this approach is the uncertainty in the assessment of geological conditions at great depth (Parry et al, 2014). If the model is scarcely generated following the site investigation, the underground civil structure could be therefore inadequately designed, leading to cost impact during construction.

Frequently, in tunnelling projects, the conventional methodology for the generation of the geological

model is based on the manual construction method, also known as “wire framing”. In this method, cross sections are generated connecting the data obtained from boreholes located along the proposed alignment (Parry et al, 2014).

Aldiss et al. (2012) outlined this procedure as an empirical geological interpretation based on the geologist's expertise, as opposed to computational interpolation methods that employ advanced volumetric modelling techniques and equipotential surfaces to optimize the accuracy of the geological model.

Another relevant matter related to the use of computational tools is also portrayed by Parry et al. (2014) highlighting the conclusions of Sullivan (2010), who concluded that for large data sets or highly complex geological conditions, the use of computational tools is essential to generate models that effectively reflect critical engineering design variables and inherent geologic heterogeneity.

Therefore, it is important to recognize that the evolution of computational tools has made possible the construction of geological phenomena on platforms that: i) provide a guide for project planning to promote strategies that minimize adverse or risky situations; ii) make it possible to study economic viability; and iii) promote strategies for the most suitable excavation method, especially in tunnelling projects.

Currently, within the software market for geological modelling applications, the following 3D geological modelling programs can be highlighted: i) SKUA-GOCAD, by Paradigm; ii) Datamine; iii) Leapfrog Geo, by Seequent; iv) Vulcan3D, by Maptek; v) RECMIN; vi) Geomodeller; vii) Minesight; viii) Petrel, by Schlumberger; ix) Surfer, by golden software; x) Move3D, by Petex; and xi) GSI3D by the British Geological Survey and INSIGHT GmbH.

The present paper aims to provide a brief guidance for the construction of a 3D geological model fully integrated with a tunnel layout. For this purpose, the Leapfrog software package will be used, combined with borehole and tunnel data, in order to highlight the key features in the construction of a geological model focused on improving the characterization of the subsurface geological conditions and providing valuable information for the minimization of geotechnical risks during the construction process.

2 CONSIDERATIONS FOR MODELING

An important aspect to consider in geological modelling is the issue of the complexity of the model to be generated from the survey campaign, and specifically, how much of this complexity should be represented in the geological model. Wellmann and Caumon (2018) indicated that typical levels of complexity (geometric setting) refer to the number of

geological features of interest (e.g., number of geological interfaces or contacts between interfaces), and the eventual relationships between these features (Fig 1).

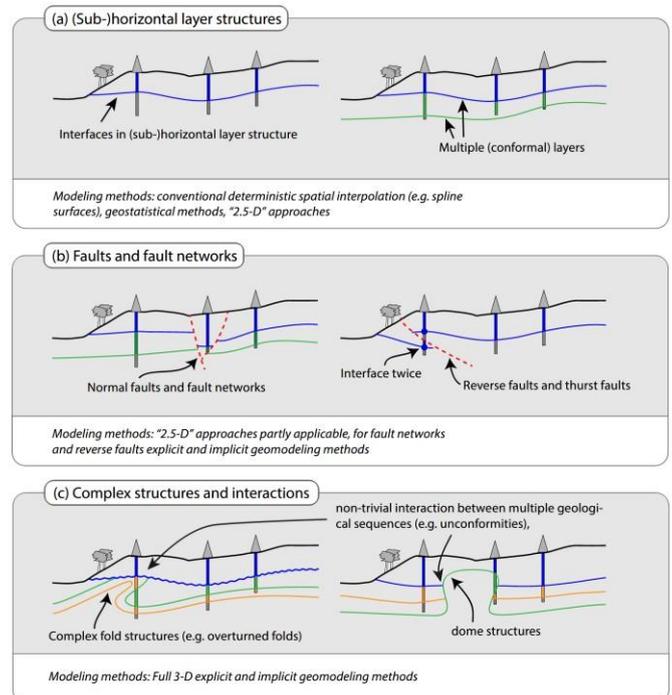


Figure 1. Different manners of approaching geological modelling, after Wellmann and Caumon (2018).

The simplest possible structural elements in geological models are continuous sub-horizontal interfaces (Fig. 1a): at each location (x; y), this type of structure can be modeled with a wide range of existing interpolation techniques, including geostatistical approaches. The situation can become slightly more complex as multiple conformal layers have to be considered as well as the respective relationship between layers.

The modelling situation becomes more complex when faults and fault networks are considered (Fig. 1b). Faults add additional geometric elements that need to be modeled. Furthermore, geological continuity across faults often must be considered, as faults act as discontinuities in the geometric sense and lead to a significant increase in topological complexity.

Finally, Wellmann and Caumon (2018) also affirmed that a high level of complexity in both geology and topology is also quickly reached when more complex poly-deformed terrains and the interaction between geological sequences are considered (Fig. 1c), for example, due to the consideration of several cycles of sedimentary sequences and unconformities. Other examples are intrusions and dykes.

For that reason, it is of utmost importance to previously carry out geological studies, site investigations such as topography surveys, remote sensing data, pictures, preliminary geological surveys

for the definition of borehole execution and geophysical surveys. Regarding the application of geological models in tunnelling projects, Riedmüller and Schubert (2001) concluded that the quality of the site investigations not only have impact on the quality of the geological model but also on the successful execution of the tunnel project, both in terms of financial and appropriate design aspects. Moreover, the site investigation program is also cost-constrained, and if the cost of any additional investigation exceeds the value of the expected information, the investigation is not worth performing. It is therefore important to optimize the investigation program with operational decision-making, such as cost-benefit analyses and value of information analyses (Harding, 2004).

3 GEOLOGICAL MODELLING

The proposed approach for the creation of a geological model is based on the use of Leapfrog by Seequent. This software enables models to be built more consistently with reality thanks to Fast RBF, a mathematical interpolation method used to create meshes. It is then possible to build surfaces (with a steeper curvature) that will give rise to the output solids, applying implicit simulation. The interpolator can be applied to sparse data sets or when the data has large areas with insufficient points.

Major detailed information and tutorials for the creation of a geological model can be consulted within the help system of the program. However, these four main steps need to be followed:

Data import: the first step for creating the model, in which input data is added.

Data interrogation/validation: in this step, bugs are checked and corrected. These errors are related to lack of information in the borehole sheet data, topography georeferencing problems, mesh triangulation, etc.

Model creation: this is the step in which the geological model is created and the interface with tunnel layout is integrated.

Outputs: generally, this will be the last step, where profile sections are produced to add in the geological / geotechnical report. Sections can also be used for modelling in finite element analysis.

A detailed example of application is presented below, featuring a hypothetical case study considered just for educational purposes only. However, real data from topography, geological field survey as well as ground investigation has been used.

3.1 Data import

Figures 2 and 3 show the results of topography and borehole location after importing the data.

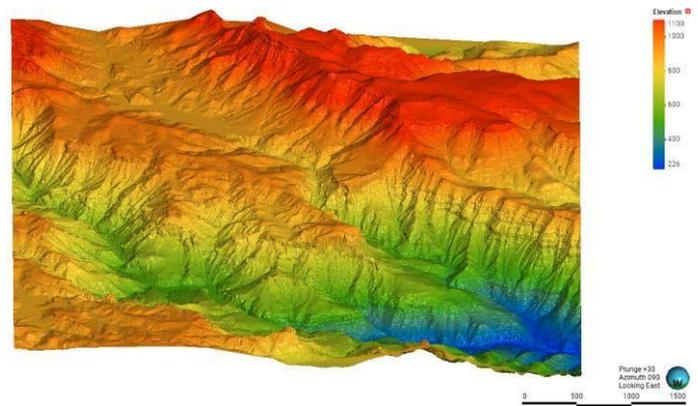


Figure 2. View of surface.

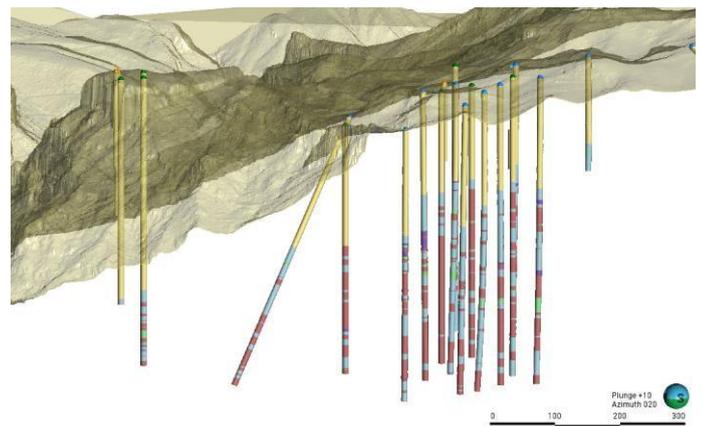


Figure 3. View of boreholes log location.

Also, either from geological field campaigns or from geological maps, it is possible to create faults that will help in the construction of the geological model, as presented in figure 4.

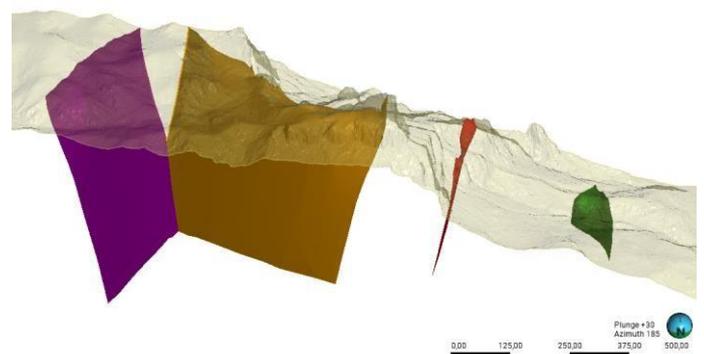


Figure 4. View of faults.

3.2 Model creation

The process of model creation of the program is based on the conception of "implicit modelling" which is associated with the reconstruction of surfaces and/or volumes based on mathematical functions defined in space, also referred to as "volumetric functions" (Cowan et al., 2003).

According to Cowan et al. (2003), this volume function is modelled by spatially interpolating sampled drillhole data, and the surface of the solid is

extracted as triangulations. The surfaces to be modelled are therefore not constructed directly, as in the explicit method, but instead are a finite approximation of surfaces with infinite detail which consider an isosurface that includes the contact points as well as auxiliary points connecting them. A function is defined throughout space by specifying the function values at selected points and interpolating through the rest of the space. To ensure that all the contact points are included in the isosurface, the same values are assigned to these points.

Another important aspect to be considered when dealing with implicit modelling is the use of radial basis functions (RBF), which is a method of point interpolation (Cowan et al., 2003). The difference between kriging and RBF interpolation is that kriging uses the covariance function obtained from the data (a variogram) and RBF uses a basic function that is chosen from a standard set.

The main advantage of this approach is that it requires little or no manual digitization, as the surfacing is defined by attributing the lithological data with numerical values, and the rest is taken care of by three-dimensional interpolation.

With that in mind, an application of implicit modelling by using real geological borehole data is outlined below. Information about the project data source of the example presented in this work was omitted due to confidentiality reasons. Therefore, the borehole data used represents real information for the creation of the geological model and for educational purposes.

Figure 5 shows the results of geological model creation. A total of 35 boreholes were uploaded. From analysis of the regional geology of the area, a total of 15 discontinuities were included in the software. Then, the lithologies levels were indicated to provide with enough information to create the geological model.

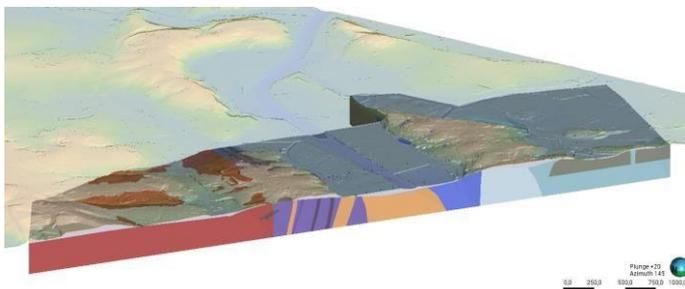


Figure 5. Geological model.

Moreover, one of the advantages of implementing the implicit approach, as shown in figure 6, is the possibility to perform complex geostructural surfaces contributing to the better creation of the geological model and, thus, a good approximation for the real scenario of the area.

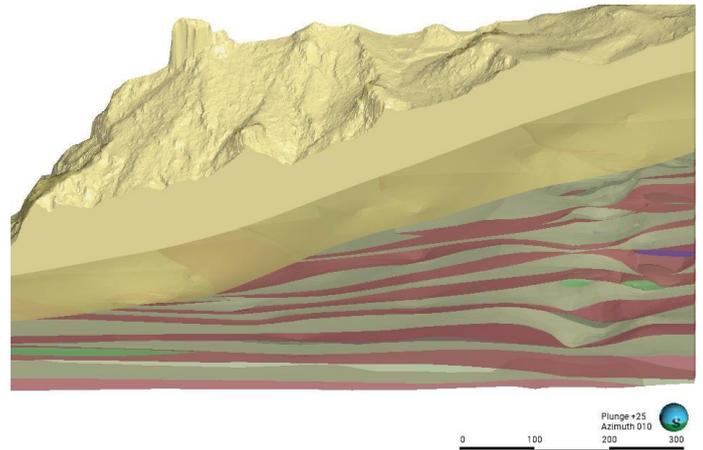


Figure 6. Examples of complex geostructural surface creation.

4 TUNNEL LAYOUT

Structural elements such as the tunnel alignment and the tunnel portal can be included in the geological model. This feature allows for a better understanding of the difficulties that tunnel alignment might encounter due to the complexity of the geological structure.

Figures 7 and 8 show a representation of a tunnel alignment and a tunnel portal. As it is possible to see from figure 8, representation of the support system can also be included in the model.

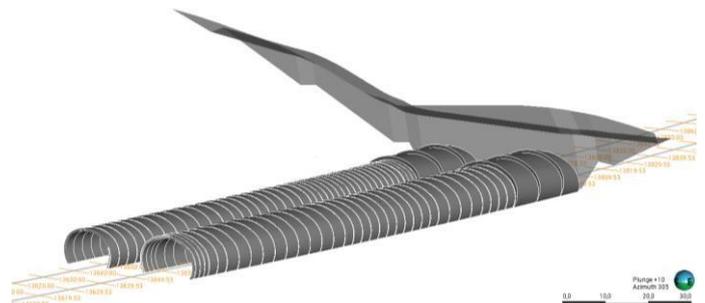


Figure 7. Tunnel alignment.

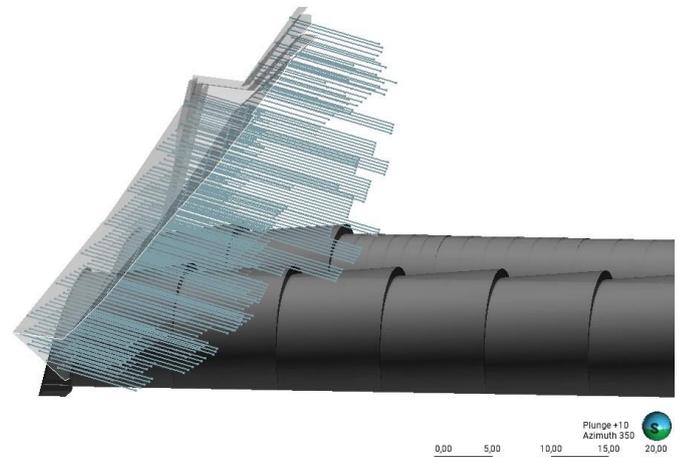


Figure 8. Tunnel portal and support system.

Figure 9 to 11 show the visualization of the tunnel and the tunnel alignment within the geological model. In

figure 9 it is also possible to see the tunnel alignment and the borehole data. This 3D representation improves the perception of the survey campaign with respect to the tunnel. Some boreholes are near the tunnel whereas others do not have sufficient depth for an adequate modelling of the geology in correspondence with the tunnel depth.

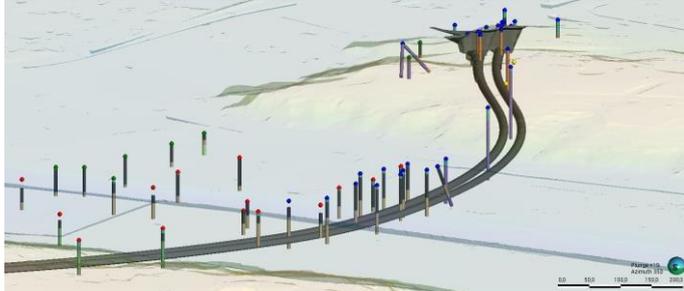


Figure 9. Tunnel layout with boreholes data.

In figure 10, on the other hand, it is possible to recognize the geology intersected by the tunnel from a general perspective.

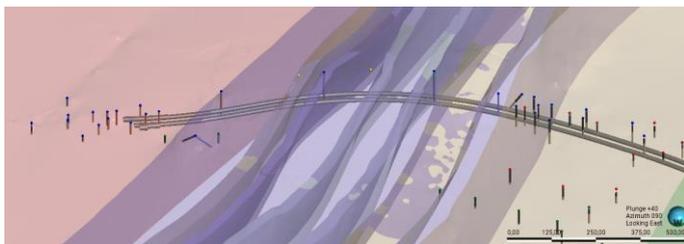


Figure 10. Tunnel layout in the geological model.

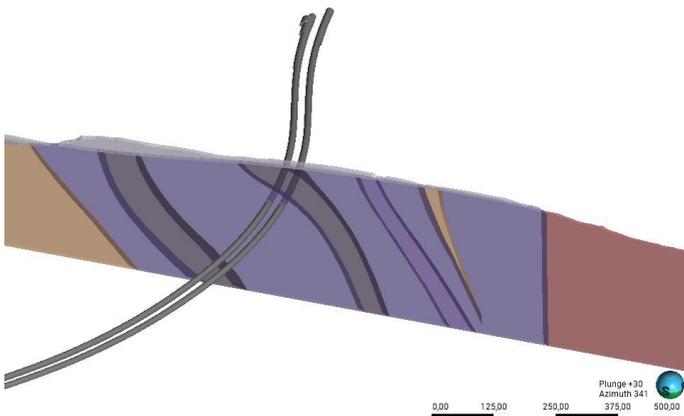


Figure 11. Tunnel cross section.

An interesting tool that can be used when analyzing tunnels is the possibility of creating tunnel cross sections as shown in figure 11, where changes of the geological profile with respect to the tunnel alignment can be performed very quickly.

5 ADDITIONAL SURVEY CAMPAIGN AND MODEL REFINEMENT

When the available information used to create the geological model is scarce, especially when it

concerns tunnel designs, additional survey campaigns should be performed.

For tunnels at great depth, it is often necessary to perform long boreholes and geophysical surveys. Figure 12 shows the results of a geophysical profile (seismic profile in the geological model) to calibrate the model.

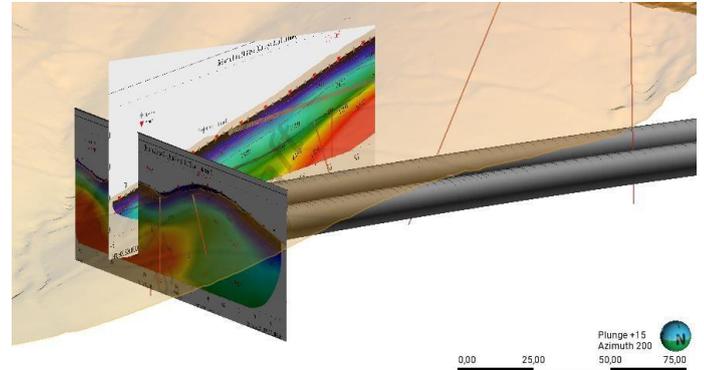


Figure 12. Seismic profile included in the model.

Another example of geophysical surveys used for model adjustment or to locate important structures, such as faults, are televiewer surveys or even ERT or MASW campaigns, as shown in Figures 13 and 14.

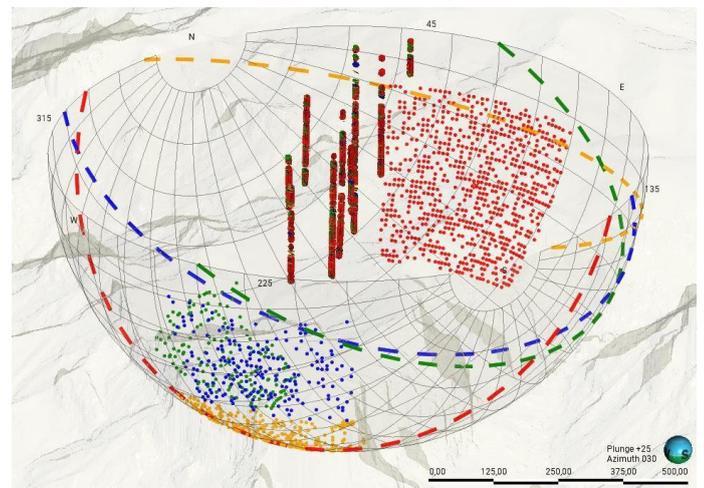


Figure 13. Televiewer 3d survey for detection of large structures.

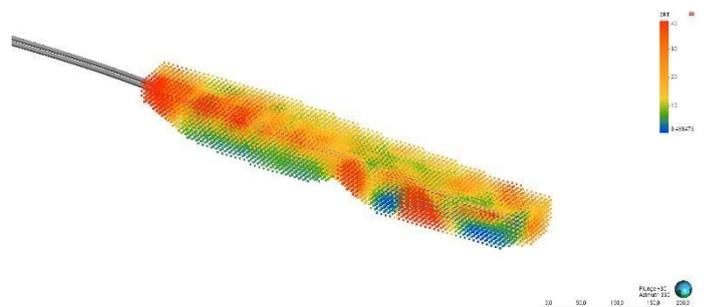


Figure 14. ERT survey for characterization of the soil-rock boundary.

After the additional model refinement, changes to the tunnel alignment may not be possible, due to the definition of additional geological structures, such as

faults, or unfavorable geology, yet improvements can still be carried out in the tunnel excavation and support method.

6 CONCLUSIONS

For this study, the data from 35 boreholes was used, containing a total of 16 points of detailed qualitative and quantitative geological information. The geological information used in the examples corresponds to data from real projects. However, the aim of this work, from an educational point of view, is to present criteria for creating a 3D geological model and the implications for tunnel design.

Processing time, using implicit techniques, proved to be faster for constructing three-dimensional solids than using explicit modelling, and is advantageous for processing databases with a large number of data points. This makes it possible to build various geological scenarios in a short space of time. As a result, it is possible to test different scenarios based on various geological hypotheses, to obtain the model that best fits.

In infrastructure projects such as the one featured in this paper, it is necessary to continuously update the data with the information obtained from successive geological and geotechnical campaigns. During this process, the efficiency of the implicit methodology for incorporating data is evident, and the new solid is quickly reconstructed, following the configurations already established.

In situations with little data, the limited number of observations does not represent the entire geological domain, so it is necessary to establish appropriate correlations between the observation points. However, modelling tools such as the one used in this paper make it possible to build a solid with a lower degree of subjectivity, according to the interpolation techniques presented in the software. According to Kentwell (2019) and McLennan & Deutsch (2006), this interpolation follows objective processing, given that for any modeled geological phenomenon, in the software that was used, there are up to 50 user-defined parameters to reconstruct the geological volume. It should also be noted that the different choices made by the user also depend on the knowledge and experience of the modeler.

With regard to the study here presented, it is worth mentioning that the use of this type of tool not only made it possible to build a representative geological model of the project area in an agile way, but also to include the tunnel and thus identify the possible geological conditions that should be considered along the tunnel section in order to define an appropriate support system for that geological condition.

7 REFERENCES

- Aldiss, D. T., Black, M. G., Entwisle, D. C., Page, D. C. & Terrington, R. L. 2012. Benefits of a 3D geological model for major tunnelling works: an example from Farringdon, east-central London. UK. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 45, 405-414.
- Cowan, J. & Beatson, R. 2003. *Practical Implicit Geological Modelling*. 5th International Mining Geology Conference: 17-19 November 2003 Bendigo, Victoria, Bendigo, Vic., Australian Institute of Mining and Metallurgy.
- Harding, C. 2004. Site investigations and Site conceptual Models. The link between Geology and Engineering. *Proceedings of Advances in geotechnical engineering: The Skempton conference*, London. 1304-1315.
- Kentwell, D. 2019. Destroying the Distinction Between Explicit and Implicit Geological Modelling. *Mining Geology* 2019. pp.1-6.
- McLennan, J. & Deutsch, C. 2006. *Implicit Boundary Modelling (BOUNDSIM)*, University of Alberta.
- Parry, S., Baynes, F.J., Culshaw, M.G., Eggers, M., Keaton, J.F., Lentfer, K., Novotny, J. and Paul, D., 2014. Engineering geological models: an introduction: IAEG commission 25. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 73(3), pp.689-706.
- Riedmüller, G., Schubert, W. 2001. Project and Rock Mass Specific Investigations for Tunnels. *Proceedings of Rock mechanics - A Challenge for Society*, Helsinki, Finland.
- Sullivan, T. D. 2010. The geological model. In: Williams, A. L., Pinches, G. M., Chin, C. Y., McMorrin, T. J. & Massey, C. I. (eds), 'Geologically active.' *Proceedings of the 11th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment*, Auckland, New Zealand. CRC Press, London, 155-170. [link](#)
- Xavier, B. C.; Egydio-Silva, M.; Sadowski, G. R.; de Assis Silva, B. and Takara, V. J. 2021. Construction of Structural Geological Model Using Monte Carlo Simulation. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 40, 1345 – 1361.
- Wellmann, F. and Caumon, G., 2018. 3-D Structural geological models: Concepts, methods, and uncertainties. Elsevier. In *Advances in geophysics*. Vol. 59, pp. 1-121.

PROJETO CONCEITUAL – METRÔ L3 RJ - TRECHO CARIOCA 2 – BARRETO – ESTUDO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

NEWTON DOS SANTOS CARVALHO

ABGE, Rio de Janeiro, Brasil

RESUMO: O presente artigo visa apresentar um Projeto Conceitual de Estudo Geológico-Geotécnico do Traçado da Linha 3 do Metrô do Rio de Janeiro, em túnel subterrâneo, no trecho entre a estação Carioca 2, na Cidade do Rio de Janeiro, e a estação Barreto, na Cidade de Niterói.

1 INTRODUÇÃO

Datam de longa data estudos para a travessia da Baía da Guanabara, entre as cidades do Rio de Janeiro e Niterói, por túneis submersos/subterrâneos, como visto no Anexo 1 (D.P.II, entre 1840 e 1889).

Alguns outros estudos e projetos conceituais já foram apresentados, ao longo dos séculos 20 e 21, porém não se tem conhecimento de que tenham abordado e focado os aspectos e condicionantes geológicos geotécnicos do fundo da Bahia da Guanabara, nos traçados elaborados para a passagem do metrô em túneis submersos/subterrâneos.

Como exemplo, foi feita pelo Governo do Estado do Rio de Janeiro uma apresentação em 2005, através de slides/fotos, onde é destacado um circuito em 2 túneis de 7,0 metros de diâmetro cada um, partindo da estação Carioca, indo até a Praça XV, onde se apresenta um Poço de Ventilação; daí atravessa a Baía da Guanabara, chegando na superfície próximo do campus da UFF, onde o metrô se desenvolve em viadutos até a estação Araribóia, conforme sequência de fotos dos slides, no Anexo 2.

Assim sendo, o presente artigo visa destacar a importância do conhecimento geológico geotécnico para o real sucesso da travessia da Baía da Guanabara em túnel subterrâneo no projeto do metrô da linha 3 do Rio de Janeiro (CONFEA, 2024).

2 BASE DOS ESTUDOS

Na elaboração do presente artigo foram disponibilizados e consultados diversos documentos, listados nas referências, de domínio público e disponíveis na internet, além da Dissertação de Mestrado do autor do presente Projeto Conceitual (Carvalho, N.S. 1998).

Foi realizado um levantamento de campo em pontos de especial interesse geológico geotécnico e, ainda, em locais promissores de implantação de estações do metrô, entre as estações Carioca 2 (na cidade do RJ) e Barreto em Niterói; esses pontos e locais foram devidamente fotografados e registrados suas coordenadas UTM.

Com os documentos disponibilizados e o levantamento de campo, foi possível descrever uma caracterização geológica geotécnica ao longo do trecho em estudo.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA

De acordo com o MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO, na escala 1:100.000 (CPRM, 2009), o trecho em estudo para implantação da Linha 3 do metrô (entre à estação Carioca 2 e à estação Barreto) se apresenta no domínio de depósitos antropogênicos (na Cidade do Rio de Janeiro) e depósitos quaternários (na Cidade

de Niterói), normalmente, recobrimo rochas gnáissicas do Proterozóico (Pré-Cambriano), conforme apresentados no mapa do Anexo 3.

Na Cidade do Rio de Janeiro os depósitos antropogênicos são aterros produzidos pelo homem, retirados de praias, lagoas e baías, compostos por areias, saibro e blocos de rocha; há de ser destacado que no traçado do metrô em estudo ocorriam morros que foram arrasados por desmonte hidráulico, produzindo o saibro e blocos de rocha no aterramento.

No trecho entre à estação Carioca e à estação Praça XV esses depósitos recobrem as rochas do Grupo São Fidelis, caracterizadas como sillimanita-granada biotita gnaiss, bandados ou homogêneos, com intercalações de quartzitos e lentes de rochas calcissilicáticas.

Os depósitos quaternários que se espalham pelas Cidades de Niterói e até São Gonçalo, são sedimentos fluvio marinhos, finos, siltico argilosos, ou argilo silticos, ricos em matéria orgânica; são depósitos rudáceos associados à ambientes de leques fluviais, compostos por argilas acinzentadas de planície de inundação e areias de canais fluviais, com interdigitação de sedimentos arenosos, argilosos e turfosos. Deve ser destacado que grande parte dos terrenos receberam aterros de origem diversa.

É provável que esses depósitos do quaternário devem estar recobrimo as rochas da Suíte Rio de Janeiro, caracterizadas como biotita ortognaiss grosso, bem foliado, de estrutura oftálmica (augem) dada por megacrístais lenticulares de microclina (de 3 a 5 cm), em matriz granítica rica em biotita. Pode apresentar teores expressivos de granada e horblenda; em zonas menos deformadas é observado um fluxo magmático.

Ainda em Niterói, nas proximidades da estação Barreto, os depósitos do quaternário podem estar recobrimo as rochas do Complexo Rio Negro, caracterizadas como quartzo plagioclásio biotita gnaiss, mesocrático, de composição quartzo diorítica a diorítica, intensamente deformado e migmatizado, de aspecto, geralmente, bandado; pode ocorrer como ortoclássio microclina quartzo gnaiss, acinzentado, de composição granodiorítica ou como rochas anfíbolíticas.

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com os documentos disponibilizados e o levantamento de campo, foi possível elaborar uma SECÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA ao longo de um traçado proposto para a LINHA 3 do metrô, no

trecho entre as estações Carioca (no Rio de Janeiro) e Barreto (em Niterói), apresentada no Anexo 4.

Na seção foram inferidos horizontes de unidades geológicas geotécnicas, constituídas desde aterro e solo residual, em superfície, até rocha alterada / fraturada a rocha sã, em profundidade; no fundo da Baía de Guanabara foi inferida uma zona de falha, além de horizontes de solo orgânico submersos.

As elevações na superfície do terreno natural são aproximadas e as profundidades foram estimadas a partir da interpretação da Carta Náutica e da Monografia de Bacharel em Geofísica do Igor Marino (Marino, I. K. 2011).

Da Dissertação de Mestrado de Newton Carvalho (Carvalho, N.S. 1998) foram obtidos os dados da sondagem SA-13, executada para à escavação do solo no Mergulhão da Praça XV, conforme visto na Figura 1, que é uma das estruturas que cruza o trecho da Linha 3 entre as estações Carioca e Praça XV / Santos Dumont.



Figura 1. Escavação do solo no Mergulhão da Praça XV.

Ressalta-se que nesse trecho da linha 3 outras estruturas importantes são atravessadas, como os estacionamentos subterrâneos na Avenida Antônio Carlos e do Tribunal de Justiça, na praça dos Expedicionários, além de vários edifícios do Tribunal de Justiça.

É recomendado que se faça uma pesquisa aprofundada no intuito de se obter mais informações sobre os projetos executivos (as built) desses estacionamentos subterrâneos e dos edifícios do Tribunal de Justiça, com ênfase na topografia e nos aspectos geológicos – geotécnicos das fundações dessas estruturas,

É fundamental, ainda, que seja obtido o projeto executivo (as built) da estação Carioca 2, de onde

pode ser proposto que seja montado um TBM, de 12 metros de diâmetro, para iniciar as escavações no rumo da estação Praça XV / Santos Dumont.

Essa estação (Praça XV / Santos Dumont) e as estações no lado de Niterói (Gragoatá, Araribóia e Ponta da Areia) podem ser escavadas a partir da superfície do terreno em shafts verticais, com profundidades variando entre 15 e 25 metros; com isso serão minimizadas as interferências na superfície do terreno natural, em cada área das estações propostas.

Lembrando que na apresentação realizada pelo Governo do Estado do Rio de Janeiro em 2005 (Anexo 2) não existem as estações Praça XV e Gragoatá, e sim poços de ventilação e saída dos túneis em superfície, respectivamente, seguindo em viaduto até a estação Araribóia e Barreto, que seriam construídas em elevado.

Somente a estação Barreto seria construída pelo método tradicional “cut and cover”, em local de antiga estação (abandonada) de trem, como vista na foto da Figura 2.



Figura 2. Foto da antiga estação de trem Barreto.

Do lado de Niterói, ainda, devem ser pesquisados documentos de teor geológico geotécnico e de topografia que, porventura, tenham sido produzidos nos projetos e na construção das diversas estruturas urbanas, presentes entre as estações Gragoatá e Barreto.

Os documentos utilizados na confecção do perfil hidrológico / hidrométrico da Baía de Guanabara (CARTA NÁUTICA DA BAÍA DA GUANABARA e Caracterização do registro sedimentar quaternário da Baía de Guanabara - Marino, I. K. 2011), apresentados na seção geológica geotécnica no Anexo 4, devem ser aferidos por outros documentos mais precisos.

Deve-se, também, identificar com precisão a área de cabos submersos, que aparece no MAPA GEOLÓGICO DO DRM, na escala 1:50.000 (DRM-

RJ, Serviço Geológico do Estado do Rio de Janeiro. 1981), bem próximos a Linha 3 do metrô proposta, entre os pontos extremos do aterro do Aeroporto Santos Dumont, próximo da cabeceira da pista na Praça XV e o morro em rocha (mapeado), no campus da UFF, na Baía da Guanabara.

5 AGRADECIMENTO

Agradeço em especial o empenho, dedicação e colaboração na elaboração do presente trabalho a Geóloga Júlia Serrano.

6 REFERÊNCIAS

Carvalho, N. S. 1998. Os condicionantes geológico-geotécnicos na ocupação do espaço subterrâneo no município do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação de Geologia, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

CONFEA, 2024. Registro de Obra Intelectual N° 2428, “Projeto Conceitual – Metrô L3 (Carioca-Barreto) – Estudo Geológico Geotécnico”, Geólogo Newton dos Santos Carvalho.

CPRM, Serviço Geológico do Brasil. 2000. Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro (Escala 1:500.000).

CPRM, Serviço Geológico do Brasil. 2009. Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro (Escala 1:100.000).

D.P.II, entre 1840 e 1889. Specification Rio de Janeiro and Nictheroy Tubular Railway. To his Imperial Majesty – Dom Pedro II – Emperor of Brazil.

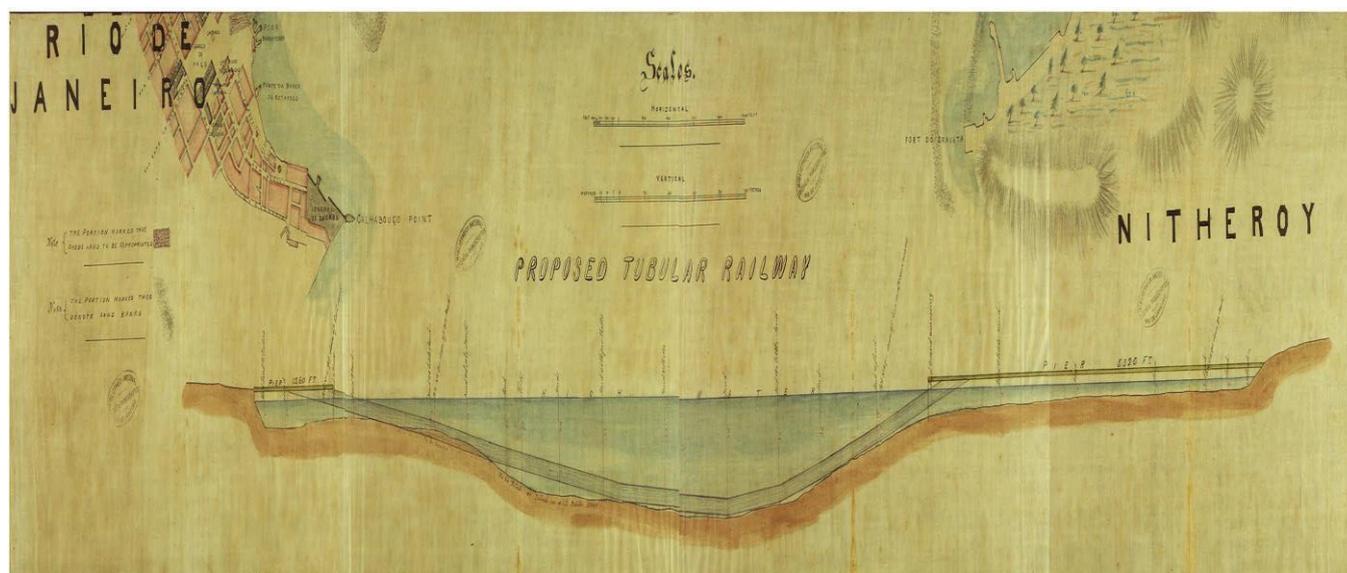
DRM-RJ, Serviço Geológico do Estado do Rio de Janeiro. 1977. Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro (Escala 1:400.000).

DRM-RJ, Serviço Geológico do Estado do Rio de Janeiro. 1981. Mapa Geológico da Folha Baía de Guanabara (Escala 1:50.000).

GEORIO, Prefeitura do Rio de Janeiro. 1997. Mapa Geológico Geotécnico do Município do Rio de Janeiro (escala 1:10.000).

Marino, I. K. 2011. Caracterização do Registro Sedimentar Quaternário da Baía de Guanabara, Instituto de Geociências, Universidade Federal Fluminense.

Anexo 1: Esboço do túnel submerso/subterrâneo (D.P.II, entre 1804 e 1889).



Anexo 2: Apresentação realizada pelo Governo do Estado do Rio de Janeiro em 2005 através de slides e fotos.



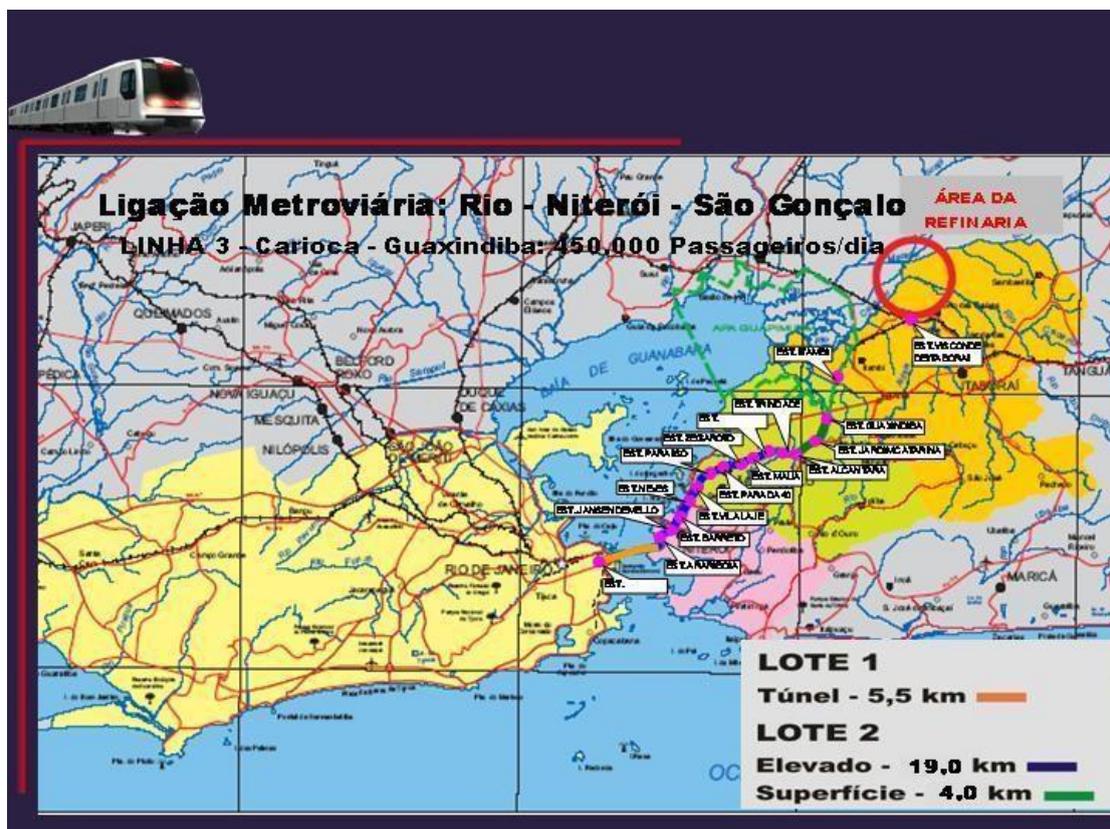
MINISTÉRIO
DAS CIDADES



Linha 3 do Sistema Metroviário do Estado do Rio de Janeiro

APRESENTAÇÃO DO PROJETO

ORGÃO EXECUTOR:





EXECUÇÃO DE DOIS POÇOS DE VENTILAÇÃO

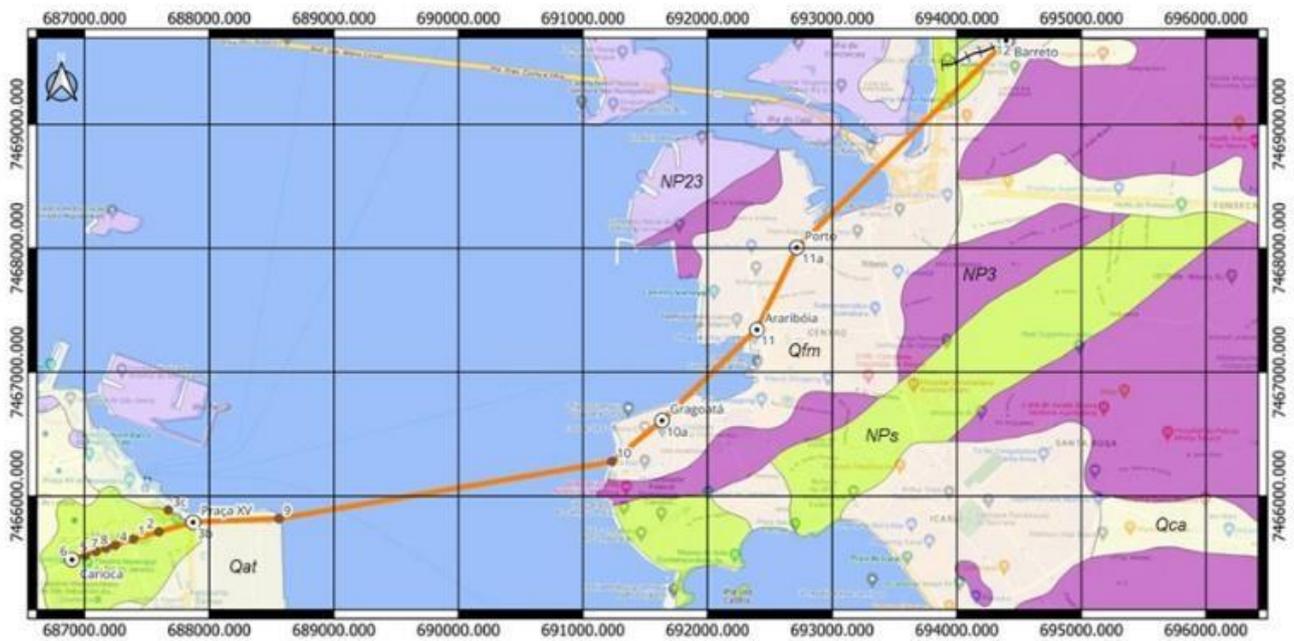


EXECUÇÃO DOS TÚNEIS





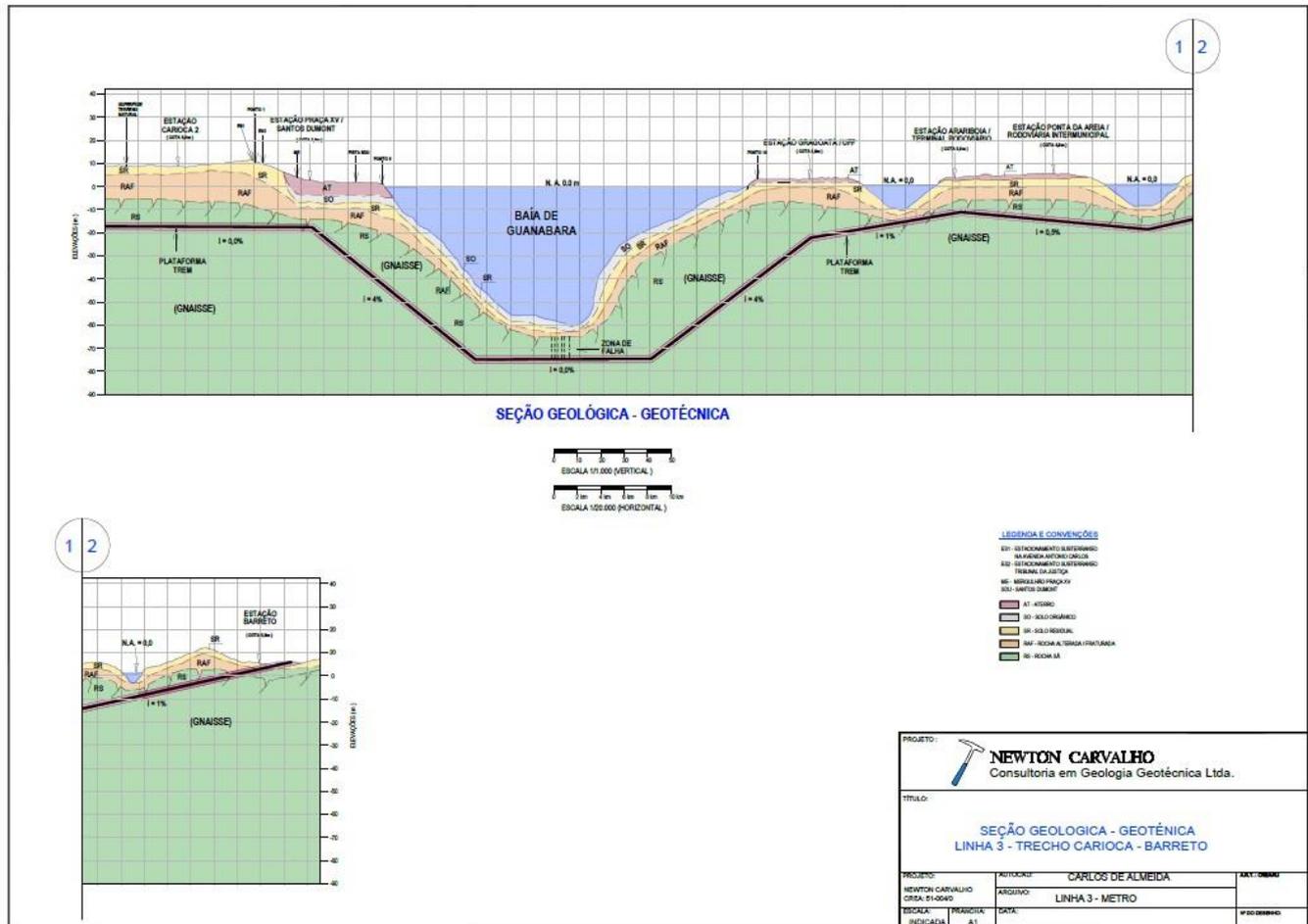
Anexo 3: Mapa Geológico e Planta de localização das estações da linha 3 (trecho Carioca – Barreto)



Legenda e Convenções

- | | | | | | |
|-------------------|---|-------------|-------------|---|------|
| ○ Estações | Unidades Litológicas | Google Road | 0 | 1 | 2 km |
| ● Pontos_Control | Complexo Rio Negro – Biotita Gnaiss (NP23) | | [Scale bar] | | |
| — Carioca-Barreto | Suite Rio de Janeiro – Biotita Ortognaisse (NP3) | | | | |
| ⇄ Trilhos | Grupo São Fidélis – Silimanita Biotita Gnaiss (NPs) | | | | |
| | Depósitos Antropogênicos (Qat) | | | | |
| | Depósito Colúvio Aluvionar (Qca) | | | | |
| | Depósitos Flúvio-Marinho (Qfm) | | | | |

Anexo 4: Seção Geológica Geotécnica pelo traçado da linha 3 (trecho Carioca – Barreto).



Recalques em edificação provenientes de túnel escavado em posição variável

I. M. CARVALHO

CJC Engenharia e Projeto, São Paulo, Brasil

J. M. de CASTRO

Engenheiro Civil, Formiga, Brasil

R. M. LINHARES & D. A. HARTMANN

Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Brasil

RESUMO: Escavações subterrâneas realizadas em áreas urbanas podem produzir recalques em superfície, afetando edificações. Logo, entender e prever esses mecanismos de recalques, bem como os parâmetros geométricos e geotécnicos que os afetam, faz-se imprescindível. Neste trabalho, compararam-se os recalques distorcionais em fundações profundas pré-existentes, devidos à escavação de um túnel, por meio de análise numérica e formulações analíticas descritas na literatura. Alternaram-se o método de escavação do túnel (TBM e NATM), a estratigrafia do solo (complexo, homogêneo arenoso e homogêneo argiloso) e a posição relativa entre os eixos do túnel e da edificação. Resultados mostraram, entre outros, que: a geometria e a parcialização da seção se mostraram fatores importantes nos recalques observados em túneis escavados por NATM. Maiores recalques diferenciais aconteceram quando uma estaca se posicionava exatamente acima do eixo do túnel. A previsão analítica de recalques e a numérica melhor convergiram para estratigrafia de solo homogêneo arenoso.

1 INTRODUÇÃO

Túneis auxiliam na infraestrutura das cidades e do país ao encurtar distâncias, transportar redes de água, esgoto, elétrica e gás (Assis, 2002) e podem ser escavados a fogo (com uso de explosivos), por métodos manuais ou de maneira mecanizada, com uso de máquinas escavadoras ou tuneladoras (TBM, do inglês *Tunnel Boring Machine*), que são capazes de escavar túneis com até 10 metros de diâmetro. Escolhe-se o método de escavação com base em fatores como categoria do material a ser escavado, estado de tensões inicial, hidrogeologia, seção e comprimento do túnel (Lunardi, 2008).

As escavações a fogo e com máquinas escavadoras podem ser realizadas seguindo os princípios do NATM (do inglês *New Austrian Tunneling Method*), que norteia a escavação de túneis em maciços de rochas brandas. Alguns desses preceitos tratam sobre parcialização da seção (que permite escavação em geometrias não circulares) e momento de instalação de suportes, equilibrando convergências admissíveis ao maciço com uso de suportes menos robustos e, portanto, mais economicamente vantajosos.

Por outro lado, o NATM costuma apresentar maiores recalques superficiais em comparação às tuneladoras

(Oliveira e Brito, 1998). Pode-se atribuir essa diferença a: (i) o controle de pressão na frente de escavação com tuneladoras, que reduz extrusão e, conseqüentemente, convergências e recalques em superfície; (ii) o tempo necessário para a instalação dos suportes primários, quando na escavação por tuneladoras esse tempo é extremamente reduzido devido à mecanização do processo de instalação (Lunardi, 2008) e (iii) o possível adensamento do solo de cobertura, provocado pela necessidade de rebaixamento do nível d'água para túneis escavados abaixo do lençol freático, fator que é negligenciado em escavações por tuneladoras (Aguiar, 2017). Contudo, a combinação entre dimensões, geometria, parcialização da seção e tipo de material a ser escavado pode resultar em cenários distintos (Murakami, 2002).

Segundo Guglielmetti et al. (2007), como a instalação do suporte dificilmente será simultânea à escavação, haverá alguma diminuição de tensões e, conseqüentemente, convergência. Sendo assim, torna-se necessário escavar uma maior quantidade de solo do que o volume final do túnel. Esse volume excedente é chamado "perda de volume" ou V_L (do inglês *volume loss*) que é calculado em relação à área da seção transversal e à taxa de avanço da escavação. Essa perda de volume de solo em profundidade é propagada até a superfície, manifestando-se como recalque (V_S). Geralmente, $V_L \approx V_S$.

Segundo Attewell (1995), para solos coesivos, pode-se admitir valores típicos de V_S que variam de 0,5% a 2,5%, a depender da coesão do solo e da velocidade em que o suporte inicial é colocado. Na falta de mais informações, o valor de 1,5% pode ser adotado, não sendo excessivamente conservador. Já para solos granulares escavados abaixo do lençol freático, pode-se aplicar um valor de V_S entre 2% a 10%. O valor de 5% deve ser adotado para cálculos preliminares, mas V_S deve ser determinado com base em um resultado de SPT.

De acordo com Toffoli (2018), quando realizada sem o devido rigor técnico e científico, a escavação de um túnel em áreas urbanizadas pode produzir recalques em superfície capazes de gerar problemas estéticos, funcionais e até mesmo estruturais nas edificações lindeiras. Os tipos de recalques,

definidos como: (i) recalque total da fundação (ρ), (ii) recalque diferencial entre dois elementos (δ) e (iii) recalque distorcional ou distorção angular (β), como o quociente entre o recalque diferencial e a distância entre o centro dos elementos de fundação (L) (Equação 1) (Cintra et al., 2011).

$$\beta = \frac{\delta}{L} \quad (1)$$

As deformações admissíveis são avaliadas por distorções angulares (β) e de acordo com o tipo de estrutura. Veloso e Lopes (2010) reproduziram na Tabela 1 alguns valores limites de recalques distorcionais segundo alguns autores.

Tabela 1. Valores limites de β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas (Veloso e Lopes, 2010).

Autores	Danos estruturais	Areia
MacDonald (1956)	1/500	1/300 (porém, recomendado 1/500)
Skempton e MacDonald (1956)	1/250	1/500
Polshin e Tokar (1957)	1/200	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)
Bjerrum (1963)	1/500	1/500

Na Figura 1 são apresentados os valores de recalques distorcionais e danos associados sugeridos por Bjerrum em 1963 e complementados por Vargas e Silva (1973).

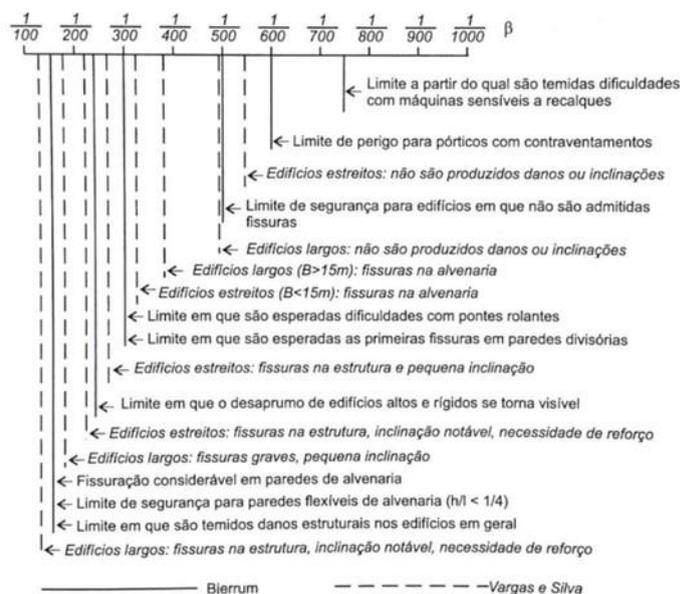


Figura 1. Valores de β e danos associados (Vargas e Silva, 1973).

Hoek (2007) menciona que é possível observar perturbações advindas da escavação de um túnel em distâncias de 3 até 5 vezes o diâmetro da escavação. Logo, faz-se importante entender e prever esses mecanismos de recalques.

A estimativa de recalques é um problema inerentemente tridimensional, mas simplificações bidimensionais foram propostas na literatura. Uma das primeiras estimativas analíticas de recalque foi proposta por Peck (1969), que partiu do pressuposto de que o perfil transversal de recalques segue uma curva gaussiana semi-empírica (Figura 2).

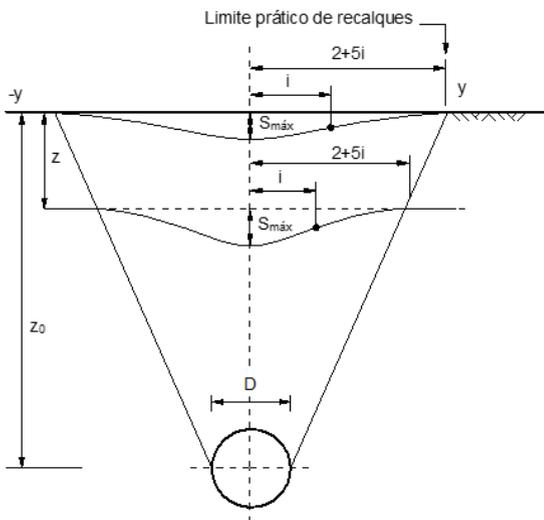


Figura 2. Recalques transversais segundo Peck (1969).

O recalque transversal máximo ($S_{máx}$) ocorre acima do eixo do túnel e pode ser calculado conforme Equação 2.

$$S = S_{máx} \times e^{\left(\frac{-y}{z}\right)^2} = \frac{V}{i\sqrt{2\pi}} \times e^{\left(\frac{-y}{z}\right)^2} \quad (2)$$

onde:

i é o ponto de inflexão da curva gaussiana;

V_L é a perda de volume;

y é o limite prático transversal da influência da escavação, na profundidade analisada.

O autor também propôs a utilização de um ábaco empírico para determinar o parâmetro i, que seria função da profundidade do eixo da escavação (z), raio da escavação (R) e do tipo de subsolo local. Este ábaco passou por modificações, sendo apresentado em função da profundidade da calota da escavação (c) (Figura 3).

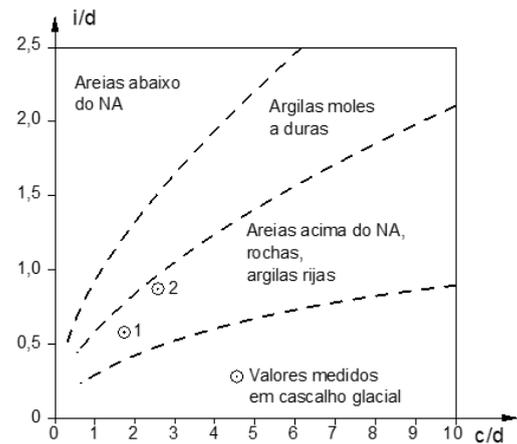


Figura 3. Ábaco para determinação de i segundo Peck (1969).

A nova versão também propôs o cálculo da distância horizontal onde não podem ser observados recalques em decorrência da escavação ($b/2$), conforme Equação 3 e Figura 4.

$$\frac{b}{2} = c \times \cot \phi + \frac{1}{2} \times d \times \cot \phi \quad (3)$$

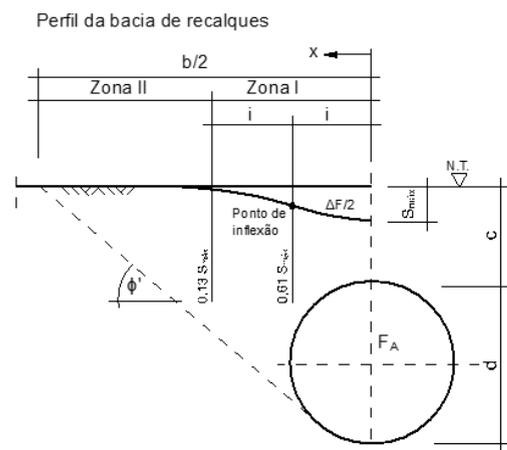


Figura 4. Definição de parâmetros da Equação 3.

Atualmente, essas estimativas de recalques são realizadas por meio de modelos numéricos calculados por softwares, onde podem-se atribuir modelos constitutivos tensão-deformação que utilizam de diferentes parâmetros de deformabilidade para camadas distintas do subsolo. Se devidamente calibrado, verificado e constantemente retroalimentado, um modelo numérico pode fornecer estimativas bastante realistas de convergências e recalques superficiais.

Neste trabalho, foram realizados dois grupos independentes de análises. No primeiro, analisou-se a influência combinada de dois parâmetros nos recalques de duas estacas de uma edificação assentes

em estratigrafia complexa por método numérico: (i) o método de escavação (NATM e TBM) e (ii) a posição relativa entre os eixos do túnel e da edificação. No segundo grupo de análises, foram comparados os recalques obtidos por metodologias numéricas com as estimativas de recalques obtidas por meio do método analítico sugerido por Peck (1969), utilizando-se a mesma geometria base do primeiro grupo, contudo com estratigrafias de solo homogêneas: (i) subsolo argiloso e (ii) subsolo arenoso.

2 METODOLOGIA

2.1 Modelagens numéricas

As modelagens numéricas foram conduzidas em um software de elementos finitos específico de geotecnia em duas dimensões e estado plano de deformações. A geometria base dos modelos é composta de um túnel circular com 5 m de diâmetro escavado a uma profundidade de 20 m, localizado próximo a uma edificação de 10 m de largura, cujas fundações eram compostas por duas estacas: Estaca Esquerda (EE) e Estaca Direita (ED), com 12 m de comprimento e pontas de 1 m assentes a 13 m de profundidade (Figura 5). Deu-se o nome de “d” à distância horizontal entre o eixo do túnel e o eixo de simetria das fundações.

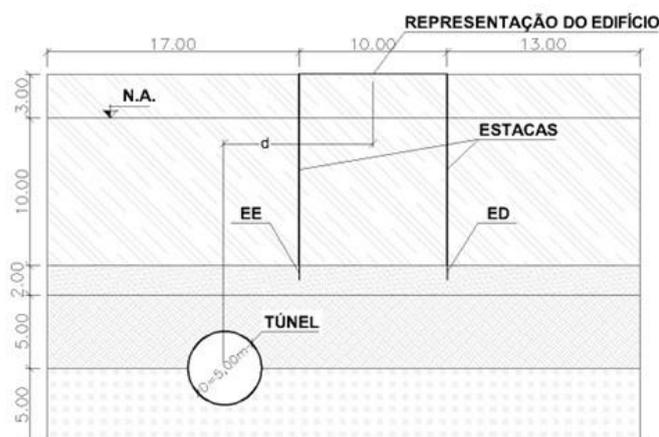


Figura 5. Geometria do projeto.

Para o primeiro grupo de análises, foi adotado nível d'água a 3 metros de profundidade e estratigrafia complexa composta de quatro camadas horizontais de solo (argila, areia, argila profunda e areia profunda), cujas espessuras, profundidades e os parâmetros de resistência e deformabilidade foram sugeridos no manual de tutoriais do software (Brinkgreve e Vermeer, 2002) (Tabela 2).

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos do maciço (Brinkgreve e Vermeer, 2002).

Parâmetro	Argila	Areia	Argila profunda	Areia profunda
γ (kN/m ³)	15,00	16,50	16,00	17,00
γ_{sat} (kN/m ³)	18,00	20,00	18,50	21,00
c (kN/m ²)	5,50	1,00	4,00	1,00
Φ (°)	24,00	31,00	25,00	33,00
ψ (°)	0,00	1,00	0,00	3,00
E (Mpa)	1,00	80,00	10,00	120,00
K_0	0,593	0,485	0,577	0,455
ν	0,33	0,30	0,33	0,30

Os parâmetros de deformabilidade e resistência adotados para as estacas e revestimento do túnel também foram sugeridos no manual e encontram-se resumidos na Tabela 3.

Considerou-se Modelo Controle aquele com estratigrafia complexa, $d=12,5$ m e escavação do tipo TBM, seguindo sugestões do tutorial. Os resultados da reprodução deste modelo distaram de apenas 0,08% em relação ao material de referência. A partir do Modelo Controle, foram conduzidas análises paramétricas variando-se “d” de 0 a 15 m em seis intervalos de 2,5 m, limite este escolhido tendo-se em vista o diâmetro de perturbação previsto por Hoek (2007).

Tabela 3. Parâmetros do revestimento do túnel, fuste e ponta da estaca (Brinkgreve e Vermeer, 2002).

Parâmetro	Revestimento do túnel	Fuste da estaca	Ponta da estaca
EA (kN/m)	$1,40 \cdot 10^7$	$2,10 \cdot 10^6$	$2,10 \cdot 10^6$
EI (kPa/m)	$1,43 \cdot 10^5$		$8,10 \cdot 10^3$
d (m)	0,350		3,464
w (kN/m/m)	8,40		25,00
ν	0,15		0,00

Adicionalmente, variou-se também o método de escavação utilizado (NATM). Para o método TBM, o túnel foi escavado simultaneamente à ativação do revestimento e à remoção da água do interior da escavação, aplicando-se uma contração volumétrica de 2%. Já pelo NATM, a seção foi parcializada em uma seção superior e uma inferior (arco invertido), sendo a seção superior removida anteriormente ao arco invertido; a água também foi removida, não sendo aplicada contração volumétrica para este método.

3 RESULTADOS

3.1 Grupo 1: distância entre eixos (d) e método de escavação

Na Figura 6, observam-se os valores de recalques absolutos na Estaca Esquerda (EE) e Estaca Direita (ED) da edificação em superfície, resultados da escavação do túnel por dois métodos distintos (TBM e NATM), em diferentes posições relativas entre os eixos da edificação e do túnel (d).

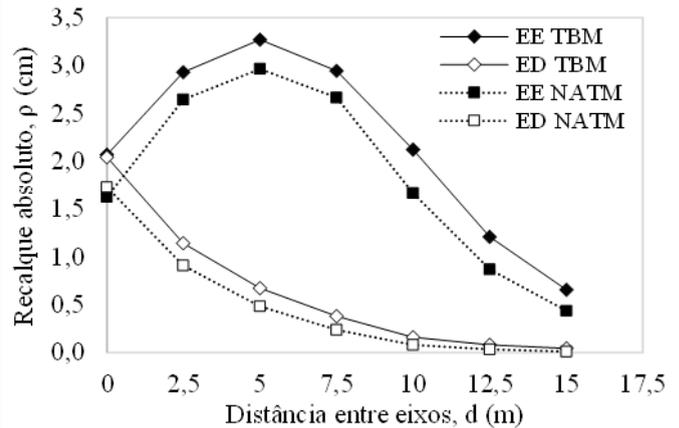


Figura 6. Recalques absolutos (ρ) das EE e ED pelos métodos de escavação TBM e NATM.

Pode-se perceber que, quando os eixos do túnel e da edificação estão alinhados ($d=0$), os recalques absolutos de ambas as estacas tendem aos mesmos valores, o que era esperado devido à simetria do problema. A partir de $d=12,5$ m, a ED, que está localizada a 17,5 m do eixo do túnel, apresenta recalques inferiores a 1 mm tanto para escavação por NATM, quanto TBM, indicando que a escavação não mais influencia de maneira significativa os recalques na superfície; contudo, a EE, localizada a 7,5 m do eixo do túnel, ainda sofre influência da escavação. Este resultado corrobora o preconizado por Hoek (2007) em relação ao diâmetro de perturbação, que para esse caso pode-se admitir como 12,5 m (5 vezes o raio de escavação).

Observando primeiramente as curvas referentes à EE, vê-se que a diferença média entre os valores dos recalques absolutos obtidos com os dois métodos de escavação é de 0,33 cm, com desvio padrão de 0,08 cm (menos do que 1 mm), com TBM apresentando sempre maiores valores. Tal não era esperado, uma vez que, mantendo a estratigrafia de subsolo, o diâmetro de escavação e as propriedades de deformabilidade e resistência do revestimento

Foi adotada uma malha de elementos finitos de 15 nós, com refinamento global médio e refinamento manual adicional ao redor do túnel e na ponta das estacas, onde são esperadas concentrações de tensão. Em todos os modelos, os deslocamentos gerados pelo peso próprio da edificação foram desconsiderados, por não serem o objeto desse estudo.

Para o segundo grupo de análises, considerou-se estratigrafia homogênea (puramente areia ou puramente argila) e escavação por TBM. Todos os demais parâmetros e metodologia de escavação se mantiveram os mesmos do primeiro grupo de análises.

Ao todo, foram calculados 24 diferentes modelos numéricos. Foram retirados como outputs os recalques absolutos nas pontas das duas estacas da edificação (ρ) e, posteriormente, foram calculados os recalques diferenciais (δ) e os recalques distorcionais (β) das fundações para cada situação descrita.

2.2 Estimativa de recalques por Peck (1969)

Para a determinação do recalque distorcional, β , pelo método de Peck (1969), os valores de recalque absoluto nas estacas foram calculados por meio da Equação 2. Os valores de V_s foram escolhidos seguindo definições de Attewell (1995). Para o caso de subsolo arenoso, foi testada a faixa de valores de V_s de 2% a 10%, sendo $V_s=2,5\%$ o valor que resultou em estimativas analíticas mais próximas das numéricas e, portanto, admitido para as análises seguintes. Os parâmetros utilizados estão resumidos na Tabela 4.

Tabela 4. Parâmetros utilizados para estimativa de recalques por Peck (1969).

Parâmetro	Argila superficial	Areia superficial
V_s (%)	1,50	2,50
i/d	1,51	1,51
c/d	3,50	3,50
Φ (°)	31,00	24,00
z (m)	20,00	20,00
d (m)	5,00	5,00
c (m)	17,50	17,50

utilizado, o TBM é reconhecido por gerar menores perturbações na superfície em relação ao NATM (Oliveira e Brito, 1998). Resultados similares já foram observados anteriormente na literatura e podem advir da geometria de parcialização da seção adotada na escavação do túnel pelo método NATM (Murakami, 2002). Não foi possível estabelecer correlação entre “d” e esta diferença ponto a ponto para a EE.

Observando as curvas referentes à ED, percebe-se que, com aumento de “d”, os recalques absolutos relacionados ao TBM tendem a convergir para os menores valores observados para o NATM. Este resultado indica que, à medida que se aproxima do diâmetro de perturbação, diminui-se em maior proporção a influência do método de escavação escolhido.

Na Figura 7, são mostrados os recalques diferenciais entre EE e ED, em diferentes posições relativas entre os eixos da edificação e do túnel (d).

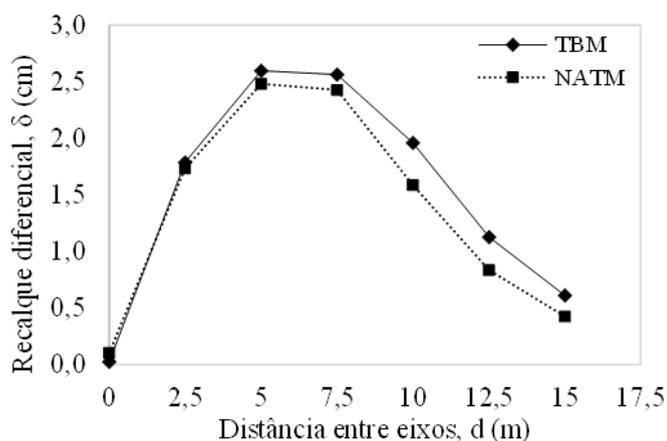


Figura 7. Recalques diferenciais (δ) entre EE e ED pelos métodos de escavação TBM e NATM.

Por simetria da seção, quando os eixos estão alinhados ($d=0$) os recalques absolutos das EE e ED tendem a ser iguais, resultando em recalques diferenciais/distorcionais próximos de zero. Como a distância entre as estacas é sempre a mesma (10 m), as conclusões se repetem para os recalques distorcionais. Os maiores recalques diferenciais/distorcionais observados se dão para $d=5$ m e $d=7,5$ m, quando a EE se localiza exatamente em cima do eixo do túnel e na borda do túnel, respectivamente. Para $d=2,5$ m, os recalques absolutos de ambas as estacas são significativos, porém de valores ainda são muito próximos entre si,

pois a ED se encontra apenas a 7,5 m do eixo do túnel e sofre significativa influência da escavação; tal resulta em um recalque diferencial/distorcional menor que para $d=5$ m e $d=7,5$ m. A partir de $d=10$ m, ambas as estacas se encontram próximas do diâmetro de perturbação, os valores de recalques absolutos para EE e ED tendem a convergir e os recalques diferenciais/distorcionais voltam a cair. Tais apontamentos são válidos para ambos os métodos de escavação.

Nota-se que a diferença entre os recalques diferenciais/distorcionais entre ambos os métodos de escavação cresce com o aumento de “d”, partindo de 3% com $d=2,5$ m e chegando a próximo de 44% para $d=15$ m, sendo os valores de TBM sempre maiores que o NATM. Esse resultado era esperado após feitas as análises dos recalques absolutos para EE e ED.

Na Tabela 5 são apresentados os valores de recalques distorcionais para ambos os métodos de escavação em diferentes posições relativas entre os eixos da edificação e do túnel (d).

Tabela 5. Recalques distorcionais (β) para os métodos TBM e NATM.

d (m)	TBM	NATM
2,5	1/560	1/576
5,0	1/385	1/403
7,5	1/390	1/412
10,0	1/510	1/631
12,5	1/887	1/1.195
15,0	1/1.635	1/2.350

Para todos os valores de “d”, os valores de β obtidos para o método TBM são maiores do que para o NATM, como já era esperado no contexto deste trabalho.

Vargas e Silva (1973) constataram que, para β limites de 1/300 a 1/400, podem ocorrer fissuras na alvenaria em edifícios estreitos (larguras menores que 15 m), o que é observado em ambos os cenários críticos ($d=5,0$ m e $d=7,5$ m) para escavação com TBM; para escavação por NATM, os valores de β encontrados são mais baixos que estes limites.

Para todos os demais valores de “d”, os valores de β foram menores que 1/500, tanto para escavação por

TBM quanto por NATM, estando dentro dos limites de segurança propostos por Vargas e Silva (1973).

3.2 Grupo 2: modelo numérico x modelo analítico

Na Tabela 6 estão apresentados os valores de recalques distorcionais referentes aos métodos numérico e analítico para os casos de perfis estratigráficos homogêneos de argila superficial e areia superficial. No método analítico os recalques absolutos quando $d=0$ são exatamente iguais, logo, os recalques distorcionais são nulos.

Tabela 6. Recalques distorcionais (β) para métodos numérico e analítico.

d (m)	Argila superficial		Areia superficial	
	Método numérico	Método analítico	Método numérico	Método analítico
2,5	1/1.160	1/1.930	1/931	1/1.158
5,0	1/735	1/1.110	1/561	1/666
7,5	1/733	1/934	1/576	1/561
10,0	1/979	1/972	1/622	1/583
12,5	1/1.931	1/1.187	1/902	1/712
15,0	1/6.173	1/1.662	1/1789	1/994

Pode-se perceber que, para ambos os perfis estratigráficos homogêneos, para os menores valores de “d”, os recalques distorcionais obtidos pelo método numérico são maiores do que aqueles obtidos pelo método analítico, sendo uma estimativa mais conservadora, e aumentam ao passo que “d” aumenta.

Os resultados diferem: (i) no ponto onde esta tendência se inverte ($d=10$ m para subsolo argiloso e $d=7,5$ m para subsolo arenoso) e, (ii) na variação entre os resultados dos diferentes métodos. No perfil argiloso os valores de β obtidos pelo método numérico são 66% maiores do que aqueles obtidos pelo método analítico para $d=2,5$ m, enquanto o método analítico resultou em valores de β 270% maiores do que os obtidos pelo método numérico para $d=15,0$ m. Já no perfil arenoso, os valores de β obtidos pelo método numérico são 24% maiores do que aqueles obtidos pelo método analítico para $d=2,5$ m, enquanto o método analítico resultou em valores de β 80% maiores do que os obtidos pelo método numérico para $d=15,0$ m. Logo, percebe-se que para perfis estratigráficos arenosos, as estimativas analíticas de recalques se distanciam menos daquelas obtidas por métodos numéricos.

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho, analisou-se a influência combinada de dois parâmetros nos recalques de duas estacas de uma edificação assentes em estratigrafia complexa por método numérico: (i) o método de escavação (NATM e TBM) e (ii) a posição relativa entre os eixos do túnel e da edificação. Adicionalmente, foram comparados os recalques obtidos por método numérico com método analítico deste mesmo túnel, escavado em perfis homogêneos de argila e areia.

Quando uma estaca está posicionada exatamente acima do eixo de túnel, tem-se o cenário mais crítico para a segurança da edificação, tanto para o túnel escavado por TBM, quanto por NATM.

O método de TBM gerou maiores recalques absolutos, diferenciais e distorcionais para a condição específica apresentada neste trabalho. Tal tem influência direta na geometria e parcialização da seção escolhida para o NATM.

Para menores distâncias, o método numérico apresentou estimativas de recalques mais conservadoras do que o método analítico. Porém, essa tendência se inverteu com o aumento da distância.

Para perfis arenosos, a estimativa analítica de Peck (1969) gerou resultados mais próximos do que aquelas obtidas por meio de simulações numéricas.

5 REFERÊNCIAS

- Aguiar, G. 2017. *Túneis escavados em solo por máquina tuneladora: conceituação, comportamento do maciço e modelagem numérica*. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Assis, A. P. 2002. *Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas*. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.
- Attewell, P. B. 1995. *Tunnelling contracts and site investigation*. Published by E e FN Spon, an imprint of Chapman e Hall, 2–6 Boundary Row, London, UK .SE1 8HN.

Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P. A. 2002. *PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, version 8*. Leiden, Netherlands: CRC Press.

fundações superficiais, fundações profundas. Vol. 2.
São Paulo: Oficina de Textos.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. 2011. *Fundações diretas: projeto geotécnico*. Oficina de textos.

Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A., Xu, S. 2007. *Mechanized tunneling in urban areas - Design methodology and construction control*. Ed. Taylor and Francis Group, Londres, RU.

Hoek, E. *Practical Rock Engineering*. North Vancouver: [s.n.], 2007. Disponível em: <<https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-RockEngineering-Full-Text.pdf>>. Acesso em 15 abr. 2022.

Lunardi, P. 2008. *Design and Construction of Tunnels*. Ed. Springer, Berlim, Alemanha.

Murakami, C. A. 2002. *Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis*. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. 1998. *Geologia de engenharia*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo.

Peck, R. B. 1969. *Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground: State of the Art*. Anais do Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cidade do México, México, pp. 225-290,.

Toffoli, C. M. 2018. *Análise do impacto de túneis em estruturas lindeiras*. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 65 p.

Vargas, M.;Silva, F. R. *O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos*. Conferência Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos. Anais. Porto Alegre, 1973.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. 2010. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo,*

Considerações sobre Investigações para o Desenvolvimento de Projeto de Túneis

J. C. Paranhos S. de Castro

Themag Ltda., Belo Horizonte, Brasil

J. P. Ciriades

Vale SA, São Paulo, Brasil

W. Bilfinger

Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil

L. A. Minicucci

L.A.Minicucci Consultoria, São Paulo, Brasil

RESUMO: O presente artigo apresenta considerações sobre investigações geológico-geotécnicas para o desenvolvimento de projetos de obras subterrâneas, tendo como foco justificativa a comprovada relação entre investigações insuficientes e o risco elevado de impacto em custo e prazo. A evolução de um modelo geológico-geotécnico, adequado para cada fase do empreendimento, começando por informações de escritório, passando por inspeções e mapeamentos de campo, seguida por etapas de investigações diretas e indiretas é considerada forma adequada para programar campanhas de investigação. A análise conjunta de informações permite a atualização e refinamento do modelo e conseqüente redução de incertezas. Diversos autores e instituições apresentam sugestões quanto à quantidade de sondagens, apresentadas ao longo deste artigo. Com estimativa inicial, o comprimento total de sondagens a serem realizadas pode ser estimada como sendo 1,5 vezes o comprimento do túnel, devendo esta estimativa ser aferida caso a caso.

1 INTRODUÇÃO

Este artigo visa apresentar uma proposta de critérios mínimos e diretrizes para a condução de campanhas de investigação geológica-geotécnicas para o desenvolvimento do projeto de túneis.

Entende-se por investigações geológica-geotécnicas o conjunto de métodos e técnicas utilizado para analisar as características físicas e mecânicas do subsolo. O principal objetivo das investigações é dar subsídios suficientes para a elaboração de um modelo geológico-geotécnico, que represente de forma suficientemente detalhada as condições reais do

maciço, prevendo o comportamento dos materiais durante as fases de construção e operação dos túneis.

Diversas publicações, como por exemplo, Humbert (2015) apresenta dados que demonstram a importância de uma campanha de investigações bem realizada. A Figura 1 apresenta o estudo da USNC/TT (United States National Committee on Tunneling Technology), citado por este autor, que mostra uma tendência clara de redução dos custos adicionais em relação aos valores previstos, em função do aumento da quantidade de sondagens.

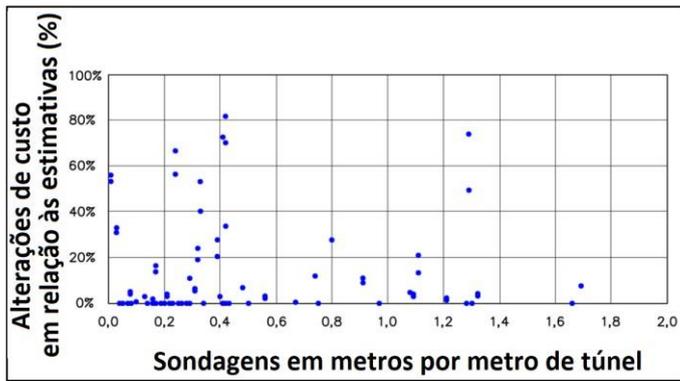


Figura 1. Aumento de custo em função das sondagens realizadas (modificado de Humbert, 2015).

São citados, também, resultados similares de estudos noruegueses. Resultados na mesma linha, ou seja, da importância de uma campanha de investigações geológico-geotécnicas adequada são apresentados por Humbert e Robert (2017): em campanhas de investigação de custo muito baixo em relação ao valor da obra a ocorrência de sobrepreços elevados é muito mais comum do que em obras nas quais foi investido valor proporcionalmente maior, conforme Figura 2.

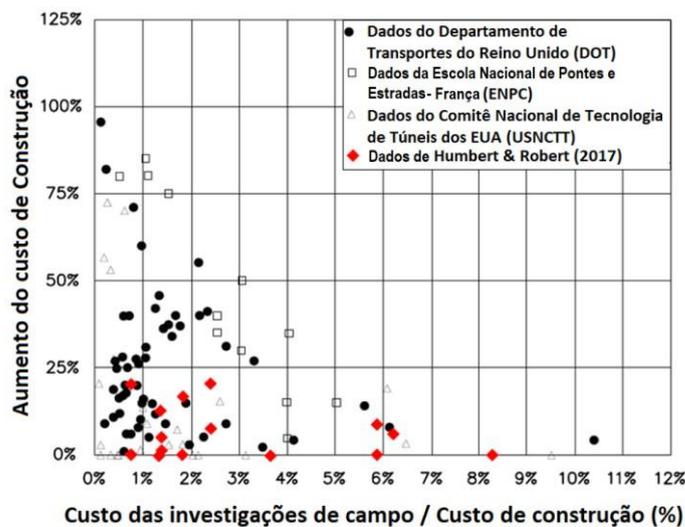


Figura 2. Relação entre acréscimos de custos de obras em relação ao custo relativo das investigações geológico-geotécnicas (traduzido e modificado de Humbert e Robert, 2017).

As investigações podem ser realizadas por métodos diretos ou indiretos, sendo em muitos casos indicada a combinação dos dois tipos de investigação. Enquanto as investigações diretas permitem a medição direta de parâmetros e, em muitos casos, obtenção de amostras, em pontos discretos do maciço, as investigações indiretas, de maneira geral, permitem identificar estratigrafia na forma de seções ou até tridimensional. Dependendo do tipo, as investigações indiretas também permitem avaliar a rigidez dos materiais ou identificar cavidades. No

item 5 a seguir são apresentados os diversos tipos de investigação em maior detalhe.

Para a elaboração de uma campanha de investigações eficiente é necessário respeitar um fluxo de trabalho voltado para o objetivo das investigações, partindo desde o planejamento até a fase de análise e integração dos dados levantados.

2 EVOLUÇÃO DO MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A elaboração de um modelo geológico-geotécnico é evolutiva, partindo-se de estudos de escritórios, inspeções de campo e, em seguida, etapas de investigações de campo. A Figura 3 apresenta exemplos da evolução do conhecimento geológico-geotécnico durante uma campanha de investigações geológico-geotécnicas. É interessante notar que sequências parecidas são descritas por diversos autores e publicações, por exemplo, FHWA (2009) e Parker (2004).

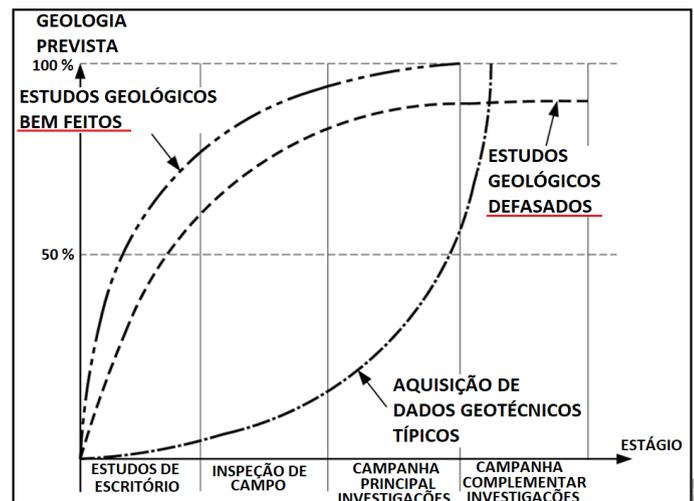


Figura 3. Exemplos de evolução do conhecimento geológico durante o desenvolvimento de uma campanha de investigações. Traduzido e modificado de Fookes et al. (2000).

A sequência usual em campanhas de investigação geológico-geotécnica é:

- Estudos de escritório, com levantamento de dados disponíveis. Estes dados podem incluir fotos aéreas, fotos e imagens de satélite, mapas topográficos, mapas geológicos, informações de obras realizadas na região, publicações, dentre outros.
- Inspeção de campo, incluindo mapeamento geológico de superfície.

- Investigações de campo, geralmente em mais do que uma fase.

As etapas de uma campanha de investigações geológico-geotécnicas não podem ser dissociadas das etapas de projeto, existindo práticas distintas em vários locais do mundo. Höfer-Öllinger e Millen (2014), por exemplo, citam para determinado empreendimento, o projeto preliminar, projeto detalhado, e projeto de concorrência.

O DNIT (2010), assim como DER-SP (2005) apresentam sequência de desenvolvimento de projetos que pode ser considerada usual no Brasil: Projeto Preliminar, Projeto Básico e Projeto Executivo. Vale colocar que em alguns contextos a fase de Projeto Executivo é considerada como ocorrendo durante a construção da obra (ABGE, 2023-a), o que é diferente da linha considerada usual.

ITA-AITES (2021) apresenta sequência de investigações para o desenvolvimento de projetos, dividida entre Estudos de Viabilidade, Investigação Preliminar e Investigação Complementar. De forma similar, não especificamente para o projeto de túneis, o DNIT (2022) apresenta recomendações similares para projetos de aterros sobre solo moles, com a indicação da Investigação Complementar ser realizada já no Projeto Básico.

Entende-se que esta diretriz de campanha de investigações pode ser considerada adequada:

- Estudos de Viabilidade: estudos essencialmente de escritório, com levantamento de dados através de fotos aéreas e imagens de satélite, mapas topográficos e geológicas, informações geológico-geotécnicas disponíveis em formações similares e estudos de obras próximas. Fookes et al (2000) propõem modelos geológico-geotécnicos típicos para diversos contextos geológico, o que pode ser muito útil nesta etapa.
- Investigação Preliminar: caracterização da estratigrafia do subsolo, dos tipos de materiais e suas características, e de informações hidrogeológicas. Nesta etapa são realizadas investigações de campo, diretas e indiretas, refinando-se modelo geológico-geotécnico inicial.

- Investigação Complementar: baseado nos resultados da Investigação Preliminar, esta gera informações que permitem desenvolver o projeto detalhado ou executivo. Novamente, o modelo geológico-geotécnico é refinado.

Note-se que a sequência acima é compatível com a evolução do modelo geológico, conforme apresentado na Figura 3.

A partir do conjunto de referências e práticas usuais, entende-se que para uma investigação geológico-geotécnica adequada são necessárias as seguintes etapas:

- Levantamentos de dados de escritório;
- Inspeção de campo e mapeamento geológico geotécnico;
- Campanhas de investigações de campo preliminar e complementar;

Nos itens a seguir são discutidas e apresentadas proposições para cada uma das etapas descritas acima.

3 LEVANTAMENTO DE DADOS DE ESCRITÓRIO

Nas fases iniciais de qualquer projeto, existe uma etapa importante de levantamento de dados de escritório. Nesta etapa, fontes relevantes de informação são geralmente:

- Fotos aéreas e fotos de satélite, para realizar a interpretação geológica e geomorfológica, além de permitir identificar o histórico de maneira geral do local;
- Mapas topográficos;
- Mapas e relatórios geológicos;
- Histórico de obras ou outros tipos de estudos realizados na região ou em ambientes geológico similares.

4 INSPEÇÃO DE CAMPO E MAPEAMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE

A inspeção de campo é atividade importante no desenvolvimento de qualquer empreendimento, pois permite, além do conhecimento local necessário para outras especialidades (como avaliação de acessos e

logística, dentre outros), a visualização do terreno, sua topografia, existência de cursos de água dentre outros. Inclui-se nesta importante etapa, também, mapeamento geológico de superfície. Mapeamentos de superfície devem incluir a avaliação dos tipos de rocha (e seus solos de alteração) presentes na região, instabilizações pré-existentes, alteração do maciço rochoso, presença de dolinas (no caso de terrenos cársticos) e nascentes. Além dos dados de mapeamento de afloramentos rochosos, devem ser identificadas descontinuidades e suas características (tipo, orientação, espaçamento, persistência), estruturas geo-estruturais (dobras, falhas, contatos litológicos), dentre outros.

5 CAMPANHAS DE INVESTIGAÇÕES DE CAMPO

As investigações de campo são a ferramenta mais importante para identificar as condições do subsolo, em específico:

- O perfil do subsolo;
- As propriedades de solos e rochas relevantes para o projeto do túnel, incluindo eventuais materiais com comportamentos atípicos, como materiais expansivos e que se alteram com o tempo;
- Identificação de anomalias geológicas (como falhas);
- Identificar as condições hidrogeológicas (níveis de água, artesianismo etc.);
- Identificação de riscos potenciais para a construção (matacões, falhas, tendo em consideração sua direção relativa ao alinhamento do túnel, cavidades cársticas etc.);

Investigações de campo consistem geralmente de sondagens, amostragem e realização de ensaios de laboratório nas amostras obtidas, ensaios *in situ* e investigações geofísicas.

Os métodos de investigação são divididos entre os diretos e indiretos. Métodos diretos são:

- Poços e trincheiras;
- Sondagens: perfurações para investigações das características dos materiais e para obtenção de amostras do solo e das rochas;

- Ensaios de Campo: Testes realizados diretamente no local do projeto, como ensaios de penetração padrão (SPT), ensaios de permeabilidade, ensaios de cone (CPTU e suas variações), ensaios Vane, ensaios pressiométricos e dilatométricos, testes de bombeamento etc.;
- Ensaio de laboratório: caracterização, resistência à compressão simples (UCS), cisalhamento direto, triaxiais, adensamento edométrico, abrasão Los Angeles, Cerchar etc.;

Métodos indiretos são tipicamente:

- Métodos sísmicos, como sísmica de refração, reflexão, métodos com ondas de superfície (por exemplo, MASW);
- Ensaios geofísicos em furos de sondagem, tipo cross hole e downhole;
- Televisionamento Óptico e Acústico em furos de sondagens;
- Métodos elétricos, como eletrorresistividade, potencial espontâneo e polarização induzida;
- Métodos eletromagnéticos, como radar de penetração no solo (GPR), EM no domínio de frequência (FDEM) e EM no domínio do tempo (TDEM);
- Métodos potenciais, como magnetometria e microgravimetria.

A integração de métodos diretos e indiretos é fundamental para a criação de um modelo geológico-geotécnico robusto. Cada método possui suas vantagens específicas e limitações, mas quando usados em conjunto, eles fornecem um conjunto de dados completo e confiável que melhora a precisão do modelo.

Existe no Brasil arcabouço normativo ou de diretrizes para as investigações geológico-geotécnicas usuais:

- Sondagens SPT: ABNT (2020) e ABGE (2023-b);
- Sondagens mistas e rotativas: ABGE (2023-c; 2023-d);

- Ensaios de permeabilidade em solo e rocha: ABGE (2024-a; 2024-b);
- Geofísica: (Souza e Gandolfo, 2023).

Nos subitens a seguir são apresentadas algumas diretrizes publicadas relativas às quantidades de investigações associadas a uma campanha considerada adequada.

5.1 *Recomendações de Vaz (1999)*

Vaz (1999) apresenta recomendações para campanhas de investigações no contexto do efeito das condições geológicas sobre o custo de túneis. A partir das características do túnel são formuladas equações para nortear quantitativos.

Considerando as condições e comportamentos distintos das regiões do emboque e do trecho em túnel, são apresentadas equações distintas:

Para os emboques:

$$E = 2 \times d / g$$

Onde E é o comprimento de sondagens, d a extensão ao longo do túnel com cobertura inferior a 5 diâmetros da escavação e g o grau de complexidade geológica (0,4 para alta e 1,0 para baixa complexidade).

Para o túnel:

$$T = e \times d \times r / g$$

Onde T é comprimento de sondagens, e a extensão do túnel (em metros), d parâmetro ligado à cobertura do túnel (0,5 para alta cobertura – acima de 3 diâmetros – e 0,7 para baixa cobertura), r o grau de risco de acidentes com terceiros devido ao túnel (1,0 para baixo risco a 2,0 para alto risco) e g o grau de complexidade geológica (valores similares àqueles dos emboques).

5.2 *Recomendações USNC/TT*

Por sua vez, o USNC/TT (1984), também citado por Parker (2004), sugere que uma quantidade de 1,5x o comprimento do túnel em termos de metros lineares de sondagens constituiria um valor ideal para reduzir desvios a patamares adequados.

5.3 *Recomendações da FHWA (2009)*

O “*Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*” publicado pela FHWA (2009), é uma das referências para o projeto de túneis e diferencia necessidades e cuidados especiais na elaboração de campanha de investigações em função de:

- tipo de obra subterrânea: as investigações de uma obra “cut & cover” são diferentes de, por exemplo, aquelas necessárias para um túnel submerso;
- tipo de maciço a ser escavado ou no qual a obra se insere: por exemplo, túneis em rocha dura podem requerer investigações distintas de um túnel em solo mole.

O espaçamento longitudinal mínimo entre os furos de sondagens, sejam elas SPT ou rotativas, devem ser estabelecidos de acordo com as condições estimadas para o subsolo e o tipo de maciço a ser escavado. A FHWA (2009), indica como sendo “boa prática” as quantidades apresentadas na Tabela 1:

Tabela 1. “Boa Prática” de investigações (FHWA, 2009)

<u>Tipo de túnel- método executivo</u>	<u>Condição do Subsolo</u>	<u>Espaçamento entre sondagens (m)</u>
<i>Cut-and-Cover</i>	-	30 a 90
Escavação em rocha	Adversa Favorável	15 a 60 150 a 300
Escavação em solo	Adversa Favorável	15 a 30 90 a 150
Escavação em seção mista (solo/rocha)	Adversa Favorável	7 a 15 15 a 20

A definição de “solos adversos”, segundo FHWA (2009), seriam, solos compressíveis, colapsáveis, com presença de camadas coluvionares ou matações/região em rocha mole alterada com elevado grau de fraturamento. “Solos favoráveis” são definidos como solo de origem residual ou sedimentar/rocha pouco fraturada com estimativas adequadas de resistência e deformabilidade.

A determinação da condição favorável ou adversa do solo, deve considerar a gênese e os processos geológicos. Em solos tropicais, a heterogeneidade prevalece e suas classificações devem ser realizadas minuciosamente, por um profissional experiente.

Em situações que não permitam o alcance de determinadas regiões ao longo do eixo do túnel, devem ser elaboradas alternativas que permitam cobrir as áreas que o espaçamento não foi respeitado.

Com relação à profundidade das perfurações, deve-se levar em consideração a localização em que o túnel será inserido (zonas rurais ou urbanas) a profundidade do túnel (raso ou profundo) e, não menos importante, as dimensões da seção a ser escavada.

Em casos em que a o alinhamento final do túnel já tenha sido definido, a profundidade das investigações deve atingir 1,5 diâmetros do túnel, abaixo do arco invertido. Em casos que o alinhamento ainda esteja em definição, de forma conservadora, a profundidade deve atingir entre 2 e 3 vezes o diâmetro do túnel, considerando o arco invertido preliminar.

5.4 Recomendações Vale da abrangência das investigações no entorno do túnel

Conceito interessante quanto ao comprimento de sondagens é aquele que faz parte da norma PNR-000162 da Vale (2024), na qual se recomenda não uma extensão total de sondagens, mas se especifica uma região no entorno, conforme indicado na Figura 4 e na Tabela 2.

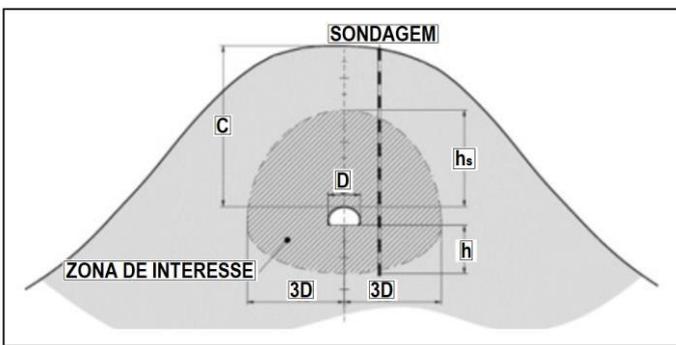


Figura 4. Recomendações da norma Vale quanto à região de maior interesse no entorno do túnel para investigações.

Tabela 2. Limites geométricos para investigações.

Região de Influência	Túneis Rasos ^a	Túneis Profundos ^b
Sobre o Túnel ^c (h_s)	$3 \times D$	$7 \times D$
Abaixo do Túnel (h_i)	$1,5 \times D$	$3 \times D$
Laterais do Túnel	$3 \times D$	

Notas:

D: diâmetro equivalente do túnel / vão da escavação

^a: quando a cobertura C sobre o túnel for limitada a $10 \times D$

^b: quando a cobertura C sobre o túnel for $> 10 \times D$

^c: limitado à superfície

5.5 Caso particular de rochas com potencial de degradação ou expansão

Bilfinger (2022) apresenta discussão acerca de rochas com potencial de degradação ao longo do tempo, incluindo descrição de casos com danos severos ao revestimento de túneis durante a sua vida útil. Este comportamento não é restrito a determinado tipo de maciço rochoso, existindo relatos em diversos tipos de rochas.

Quando identificado o risco de ocorrência deste tipo de comportamento ou quando não existir experiência prévia no maciço rochoso a ser escavado, a realização de ensaios específicos é recomendada, incluindo:

- Ensaios de compressão simples em condição natural e saturada;
- Ensaios de imersão em solução de etileno glicol;
- Limites de Atterberg;
- *Slake Durability Test* (ISRM, 1977);
- Ensaios de expansão axial (indeformado e em amostras moídas);
- Ensaios de mineralogia (difratometria raio X e microscopia eletrônica).

É igualmente importante o acompanhamento das escavações, pois problemas de degradação ou expansão podem ser identificados apenas localmente, mesmo em maciços supostamente bem conhecidos.

6 RECOMENDAÇÕES

Alinhado com diversas recomendações, indicadas no item 2, entende-se que o desenvolvimento de um modelo geológico para um projeto de túnel deve ser evolutivo, avançando de um modelo inicial baseado em levantamentos de dados de escritório, passando pela inspeção de campo e mapeamento geológico geotécnico, até o desenvolvimento de campanhas de investigações de campo preliminar e complementares, conforme fluxo baseado na norma Vale (2024) apresentado na Figura 5. A execução de investigações de campo sem um conhecimento inicial prévio pode ser pouco eficiente e, potencialmente, elevar os custos de investigação desnecessariamente.

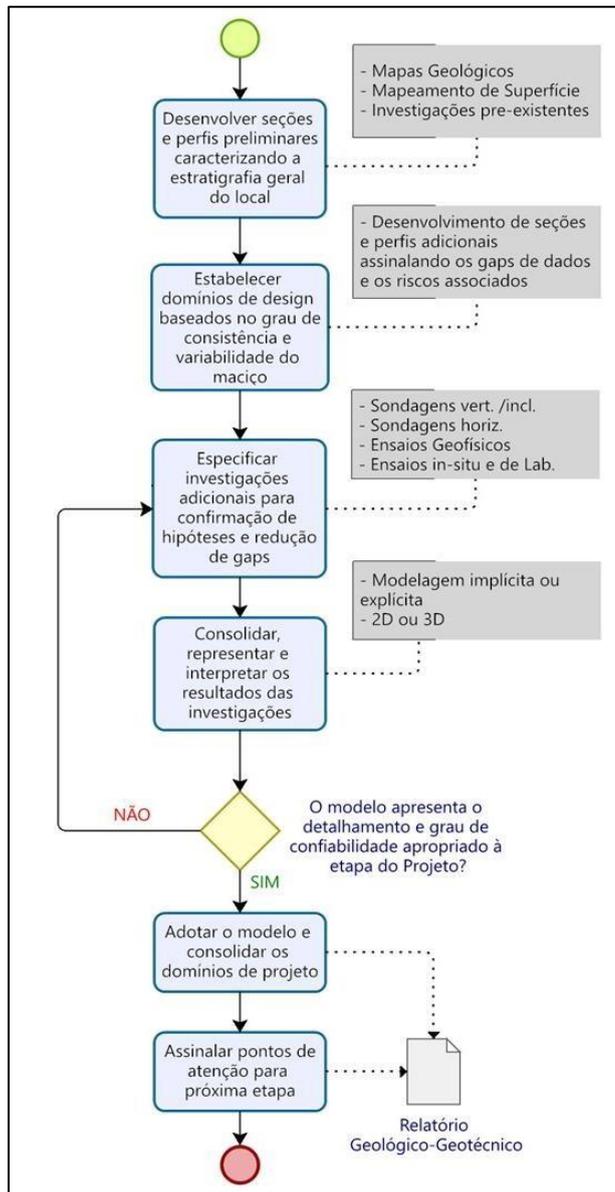


Figura 5. Proposição de estratégia de investigação baseado na norma Vale.

Com relação às investigações de campo, geralmente elemento de custo direto maior, entende-se que a recomendação do USNC/TT (1984) apresentada em 5.2, é adequada. Este tipo de abordagem, no entanto, deve ser adotado e adaptado de forma criteriosa. Um túnel localizado em região montanhosa, poderá apresentar coberturas desproporcionais em relação ao seu comprimento quando comparado, por exemplo, a túneis urbanos de cidades cujos relevos seriam menos acidentados. No primeiro caso, com poucas sondagens seria possível atingir a referida quantidade de 1,5x, gerando uma falsa sensação de estar aderente a uma boa prática – e por conseguinte de ter um projeto seguro. Já no segundo caso, uma maior quantidade de sondagens seria necessária para se atingir esta relação.

Uma abordagem interessante desta estratégia poderia se apoiar num conceito de comprimento útil de sondagem – a parte desta que efetivamente atravessa e obtém informações representativas do maciço numa zona que influencia e é influenciada pelas escavações, conforme indicado na Figura 4 e na Tabela 2.

Em casos extremos de túneis de cobertura muito elevada, superando centenas de metros ou até quilômetros, por vezes a realização de investigações diretas e indiretas é praticamente impossível. Nestes casos, pode ser interessante a execução de galerias exploratórias (túneis de pequeno diâmetro) ou investigações longas, horizontais, a partir de frentes de túneis temporariamente paralisadas.

Entende-se que, de forma complementar, é interessante a realização de investigações indiretas por um ou mais métodos, permitindo a interpretação entre investigações diretas (sondagens) e a elaboração de perfis ou superfícies de forma contínua e mapear eventuais discontinuidades.

Outro aspecto relevante é a investigação das condições hidrogeológicas, através de mapeamento inicial com sondagens e ensaios de permeabilidade (em solo e/ou rocha). Eventualmente as investigações precisam ser complementadas pela instalação de piezômetros e indicadores de nível de água.

Finalmente, é importante colocar que o objetivo fundamental de uma campanha de investigações não é a realização *per se* de um determinado espaçamento ou de uma quantidade de sondagens, ensaios geofísicos ou de ensaios in situ e/ou de laboratório. Trata-se de fato do entendimento do modelo geológico-geotécnico do maciço a ser escavado, em nível de detalhamento suficiente para permitir que o projeto estabeleça as soluções de estabilização do maciço e as respectivas sequências construtivas. Visa igualmente, o contingenciamento de soluções para possíveis variações bruscas – e não detectadas previamente, de aspectos geotécnicos, geomecânicos e hidrogeológicos, com apoio de estratégias de prospecções sistemáticas durante as escavações, se antecipando a essas variações.

Os critérios que estabelecem tais quantidades devem ser considerados como boas práticas e pontos de partida, porém não eximem o projetista, e em última instância o contratante/dono do ativo, a buscar um entendimento apropriado ao caso particular.

Adicionalmente, fica claro que qualquer decisão que abra mão deste entendimento, eleva o risco de ocorrência de extrapolações de prazos e custos conforme foi mostrado na Figura 2. Soluções

mitigatórias via-de-regra se mostram historicamente muito mais onerosas do que quando concebidas de forma antecipada à obra ou à operação, com potenciais impactos nos aspectos de segurança aos trabalhadores e usuários.

Investimentos – e assim devem ser considerados, com investigações podem (ou deveriam) onerar em até 3% o valor total de um empreendimento desta natureza conforme sugerido por Parker (2004), porém seu conhecimento, ou a falta dele, impactam os 97% restantes. Uma estratégia, como a apresentada na Figura 4, conduzida por profissionais com conhecimento da geologia local, experiência em projetos e obras de túneis, e principalmente compromisso com o entendimento adequado do comportamento e dos principais condicionantes do maciço, complementada por processos de prospecções sistemáticas durante as escavações, torna-se a maneira recomendada no âmbito das estruturas subterrâneas.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste artigo foram apresentadas recomendações de algumas publicações relativas às investigações para o desenvolvimento de projetos de túneis.

No item 6 são apresentadas algumas recomendações consideradas relevantes e importantes.

É importante destacar que, com as técnicas e tecnologias atualmente disponíveis, não é possível mapear com precisão métrica as interfaces entre materiais ao longo do alinhamento de um túnel (Bilfinger, 2019). Diante dessa limitação, o projeto deve ser desenvolvido com robustez e flexibilidade, características que também devem se estender à execução da obra. A realização de investigações *pari-passu* durante a construção, como a execução de "furos tácticos", é essencial para garantir a segurança do processo construtivo.

8 REFERÊNCIAS

AASHTO. 2003. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing.

ABGE. 2021. Investigações geológico-geotécnicas: Guia de boas práticas. São Paulo.

ABGE. 2023-a. Norma ABGE 100/2023 Investigações geológico-geotécnicas para obras de

infraestrutura – Métodos e Técnicas. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

ABGE. 2023-b. Norma ABGE 103/2023 Sondagem à percussão. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

ABGE. 2023-c. Norma ABGE 104/2023 Sondagem Rotativa e sondagem mista. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

ABGE. 2023-d. Norma ABGE 105/2023 Imageamento de furos de sondagem – perfilagem óptica e acústica. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

ABGE. 2024-a. Norma ABGE 107/2024 Ensaio de permeabilidade em solo utilizando furo de sondagem, poço, cava, *slug test* e anel duplo – Procedimentos para execução e interpretação de resultados. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

ABGE. 2024-b. Norma ABGE 108/2024 Ensaio de perda d'água sob pressão. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

ABNT. 2020. NBR 6484: Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos - Método de Ensaio.

ASTM D1586: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.

Bilfinger, W. 2019. Tunneling Through the Rock-Soil Interface. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Cancun.

Bilfinger, W. 2022. Rock strength degradation in tunneling. IX Latin American Rock Mechanics Symposium. Asunción.

De Mio, G. 2024. Diretriz Normativa ABGE 300/2024: BIM Geotécnico: Níveis de Confiabilidade de Investigações geológico-geotécnicas. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.

DER-SP. 2005. Projeto de Túnel – Instrução de Projeto IP-DE-C00-002 Rev.A. Disponível em: <https://www.der.sp.gov.br/>

DNIT. 2010. Publicação IPR 793 – Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Roviários. Rio de Janeiro. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/>

- DNIT. 2022. Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Procedimento PRO 381/2022. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr>
- Dunnicliff, J. 1993. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. Wiley.
- FHWA. 2002. Geotechnical Engineering Circular No. 5 - Evaluation of Soil and Rock Properties. Washington, D.C., 2002.
- FHWA. 2009. Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements.
- Fookes, P. G., Baynes, F. J. & Hutchinson, J. N. 2000. Total geological history: a model approach to the anticipation, observation and understanding of site conditions. Int. Conf. Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia.
- Goodman, R.E. 1989. Introduction to Rock Mechanics. Wiley.
- Hoek, E., & Bray, J.W. 1981. Rock Slope Engineering. Institute of Mining and Metallurgy.
- Höfer-Öllinger, G., Millen, B. (2014). Development of a geological model for a vase tunnel. ITA-AITES World Tunnel Congress, 2014, Foz do Iguaçu.
- Humbert, E. 2015. Site Investigations Reduce Cost Overruns in Tunnelling Projects. ITA-AITES World Tunneling Congress, Croatia.
- Humbert, E., Robert, A. (2017). Key Elements for Keeping the Costs of Tunneling Projects under Control. ITA-AITES World Tunnel Congress, Bergen.
- ISRM. 2007. Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring. ISRM, 2007.
- IAEG. 1993. Guidelines for the Use of Rock Mass Classification Systems for Engineering Purposes.
- ISRM. 1977. Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Absorption and Related Properties, and Swelling and Slake Durability Index Properties. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences.
- ITA-AITES. 1988. WG7 – Guidelines for the Design of Tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 3., No. 3
- ITA-AITES. 2009. WG19 – General Report in Conventional Tunneling Method. Longrine.
- ITA-AITES. 2021. WG2 – Diretrizes para Investigações de Campo em Projetos de Túneis. Avignon.
- KOWALIK, P.; MURTY, T. S. The complexity of geological models and their impact on mining operations. Journal of Geotechnical Engineering, v. 119, n. 3, p. 456-472, 1993.
- Parker, H. 2004. Planning and Site Investigation in Tunneling. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas / Seminário Internacional South American Tunneling. São Paulo.
- Peck, R.B., Hanson, W.E., & Thornburn, T.H. 1974. Foundation Engineering. Wiley.
- Souza, L.A.P. Gandolfo, O.C.B. 2023. Norma ABGE 200/2023 – Geofísica Aplicada – Métodos e Técnicas. Vários Colaboradores. 1ª Ed. São Paulo.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., & Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley.
- USNC/TT. 1984. Geotechnical Site Investigations for Underground Projects - Volume 1: Overview of Practice and Legal Issues, Evaluation of Cases, Conclusions and Recommendations.
- Vale SA. 2024. Norma Vale PNR-000162 – Estruturas – Obras de Arte Especiais – Túneis – Estrutura e Drenagem.
- Versal Engenharia: Dimensionamento do Número Mínimo de Furos de uma Campanha de Sondagem.
- Vaz, L.F. 1999. O Efeito das Condições Geológicas na Economia das Obras Subterrâneas. TURB 99 - 3º Simpósio sobre Túneis Urbanos. São Paulo.

Geotechnical Solutions for Linear Infrastructure Projects: Success stories of establish BIM workflow for new German high-speed railway line by Prof. Quick und Kollegen.

A. Thomas Schnaider

Prof. Quick und Kollegen, Darmstadt, Germany

B. Lucas Torres & Ignacio Escudero

Seequent, Santiago, Chile

Abstract: A new high-speed railway line in Germany aims to eliminate bottlenecks and reduce travel times between the cities of Gelnhausen and Fulda, northeast of Frankfurt. Approximately two-thirds of the 100-kilometer route runs through tunnels, presenting complex challenges related to subsoil conditions, data, and coordination. To address this, Prof. Quick und Kollegen, a civil and geotechnical engineering consultancy, was commissioned by Deutsche Bahn Netz AG to assess tunnel feasibility. To accommodate an expected 30% increase in passengers by 2030, a double-tracked line capable of speeds up to 240 km/h was planned. Leveraging Bentley and Seequent's 3D technology, they created accurate digital models by integrating drilling, geophysical survey, and borehole data. Their innovative use of Building Information Modeling (BIM) integrated data from drilling, geophysical surveys, boreholes, and lab tests, digitizing over 100 boreholes and creating 15 lithological layers across a complex fault system. As they tackle the Gelnhausen-Fulda high-speed railroad project, the benefits are evident. By consolidating critical information into a transparent 3D model accessible via a cloud-based environment, the team collaborates more effectively. Beyond managing passenger growth and traffic congestion, the geotechnical feasibility of tunnels plays a crucial role in resource management and environmental impact reduction. These tunnels not only preserve nature but also minimize noise disruption for local communities and we hope that our success inspires other geotechnical engineering firms to embrace BIM methods, creating a positive impact on both projects and the environment.

1 INTRODUCTION

1.1 Context and Objectives

The new high-speed railway line project between Gelnhausen and Fulda in Germany arises from the need to improve transportation infrastructure in the region, eliminating bottlenecks and significantly reducing travel times. This line, located northeast of Frankfurt, is crucial for handling the growing volume of passengers and improving the efficiency of rail transport. It is expected that by 2030, the number of

passengers will increase by 30%, making it imperative to have infrastructure capable of supporting this demand (Michael & Wilfing, 2023; Wilfing, Michael, & Schütz, 2024). (Figure 1)

1.2 What is BIM

BIM stands for Building Information Modeling. It is a process based on 3D models that provides professionals in architecture, engineering, and construction (AEC) with the tools to plan, design, construct, and manage buildings and infrastructure

more efficiently. BIM encompasses not only the geometry of the project but also geospatial information, material properties, and other relevant data that allow comprehensive management of the project's lifecycle. This collaborative and digitized approach improves accuracy, reduces errors, and facilitates informed decision-making (Bentley Systems, n.d.; Seequent, n.d.).

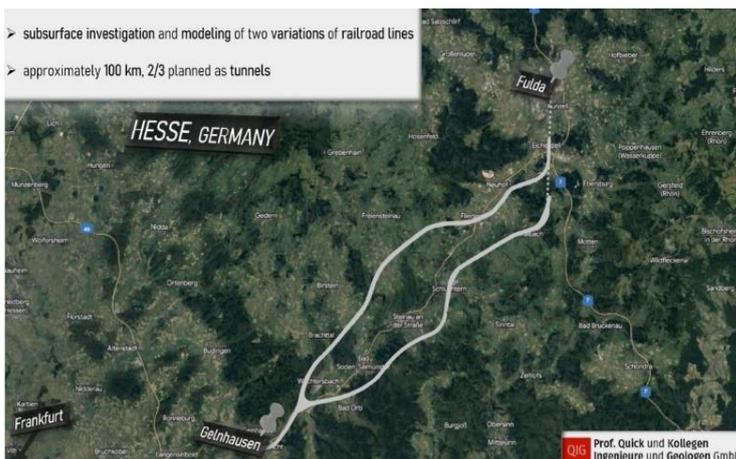


Figure 1.- Location of the Gelnhausen-Fulda project. Up Germany on a Global context. Down Gelnhausen-Fulda on a local context

1.3 Importance of BIM

Building Information Modeling (BIM) has become an essential tool in infrastructure projects due to its ability to integrate and manage complex data efficiently. BIM allows the creation of precise digital models that facilitate the planning, design, construction, and maintenance of infrastructure projects. In the context of the Gelnhausen-Fulda project, BIM was fundamental in addressing geotechnical challenges and improving collaboration among work teams (Seequent, n.d.).

2 METHODOLOGY

2.1 Technologies Used

For this project, advanced tools from Bentley and Seequent were used. Bentley Systems and Seequent provided 3D modeling and data management solutions, also offered specialized geotechnical technologies for data integration and analysis. These tools enabled the creation of detailed digital models that accurately reflect the geological and geotechnical conditions of the project area (Bentley Systems, n.d.; Seequent, n.d.).

2.2 Data Integration

Data integration was a critical component of the project. Drilling, geophysical survey, and borehole data were collected and then integrated into a unified digital model. This process included the digitization of over 100 boreholes and the creation of 15 lithological layers representing different geological formations along the planned route. Integrating these data allowed for a deeper understanding of subsurface conditions and facilitated informed decision-making during the design and construction of the tunnels (Seequent, n.d.; Michael & Wilfing, 2023).

2.3 Digitization Process

The digitization process involved several key steps

2.3.1 Data Collection

Drilling and geophysical surveys were conducted to obtain precise subsurface data (Michael & Wilfing, 2023).

Laboratory Analysis

Soil and rock samples collected were analyzed in the laboratory to determine their physical and mechanical properties (Wilfing, Michael, & Schütz, 2024).

Creation of 3D Models

Using the collected data, detailed 3D models representing the geotechnical conditions of the project area were created (Seequent, n.d.).

Integration into BIM

The 3D models were integrated into a BIM environment, allowing for more effective visualization and analysis of geotechnical data (Bentley Systems, n.d.; Seequent, n.d.).

This approach enabled engineers and designers to identify and mitigate potential geotechnical risks before construction, improving the project's efficiency and safety (Kawalec, 2018).

3 RESULTS

3.1 Transparent 3D Models

The use of Bentley and Seequent's 3D technology allowed the project team to create highly detailed and transparent 3D models of the subsurface conditions along the Gelnhausen-Fulda route. These models integrated data from drilling, geophysical surveys, and boreholes, providing a comprehensive view of the geological and geotechnical environment. The transparency of these models facilitated better visualization and understanding of the subsurface conditions, enabling more accurate planning and design of the tunnels (Seequent, n.d.; Bentley Systems, n.d.). (Figure 2)

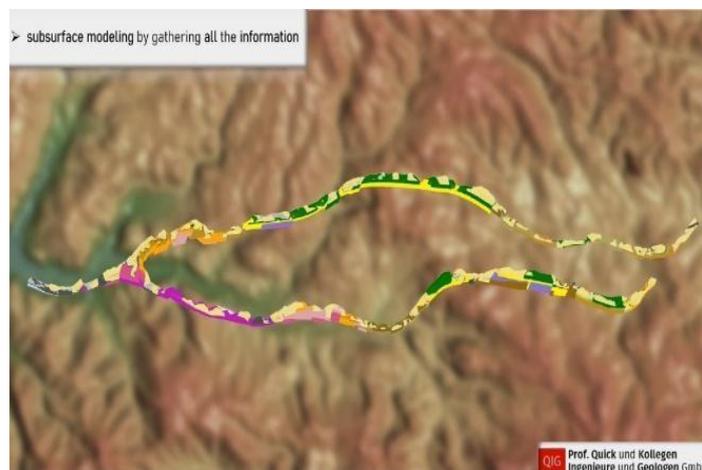


Figure 2.- Geology of the profiles parallel to the railway lines

3.2 Improved Collaboration

One of the significant benefits of using BIM in this project was the enhancement of collaboration among the various stakeholders. By consolidating critical information into a single, accessible 3D model, team members from different disciplines could work together more effectively. The cloud-based environment allowed real-time access to the latest data and models, reducing the risk of errors and miscommunication. This improved collaboration led to more efficient decision-making and problem-solving throughout the project lifecycle (Seequent, n.d.).

3.3 Geotechnical Feasibility

The geotechnical feasibility of the tunnels was a crucial aspect of the project. The detailed 3D models allowed the engineering team to assess the stability and suitability of the subsurface conditions for tunnel construction (Figure 3). By identifying potential geotechnical risks early in the project, the team could implement mitigation measures to ensure the safety and stability of the tunnels. This proactive approach not only improved the feasibility of the project but also contributed to resource management and environmental impact reduction (El Mossallamy & Schulz, 2024).

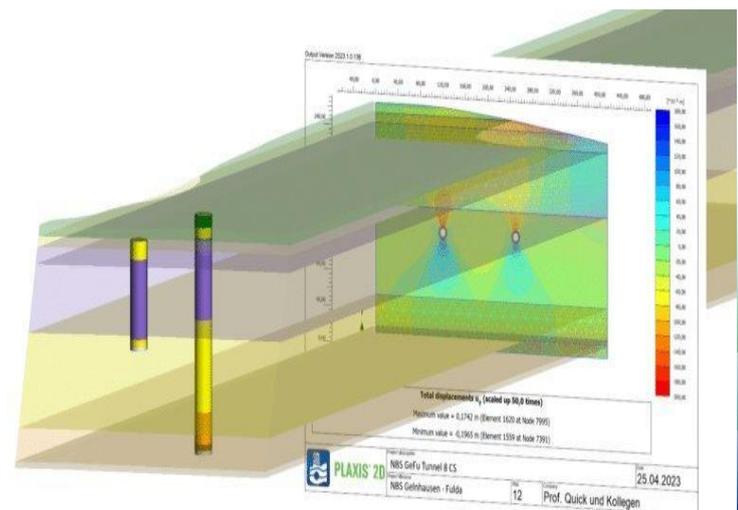


Figure 3.- Geotechnical Analysis of a cross section of the railway line

3.4 Environmental and Social Impact

The construction of the high-speed railway line through tunnels had significant environmental and social benefits. By routing the railway underground, the project minimized the disruption to natural landscapes and reduced noise pollution for local communities. The use of BIM allowed the project team to carefully plan and design the tunnels to minimize their environmental footprint. This approach helped preserve the natural environment and improved the quality of life for residents in the surrounding areas (Seequent, n.d.; Bentley Systems, n.d.). The new high-speed railway line is expected to accommodate a 30% increase in passengers by 2030. The double-tracked line, capable of speeds up to 240 km/h, will significantly reduce travel times between Gelnhausen and Fulda, making rail travel more attractive and efficient. The use of BIM in the planning and design phases ensured that the infrastructure could handle the anticipated passenger growth, providing a reliable and efficient transportation solution for the future (Wilfing, Michael, & Schütz, 2024).

4 DISCUSSION

4.1 Challenges and Solutions

The Gelnhausen-Fulda high-speed railway project faced several geotechnical challenges, primarily due to the complex subsurface conditions and the extensive use of tunnels. One of the main challenges was accurately mapping the geological formations and fault systems along the 100-kilometer route. The integration of drilling, geophysical surveys, and borehole data into a cohesive 3D model was crucial in overcoming this challenge. The use of Bentley and Seequent's advanced technologies allowed the project team to visualize and analyze the subsurface conditions in detail, enabling them to identify potential risks and implement appropriate mitigation measures (Michael & Wilfing, 2023; Seequent, n.d.).

Another significant challenge was coordinating the vast amount of data collected from various sources. The project required the digitization of over 100 boreholes and the creation of 15 lithological layers, which involved managing large datasets and ensuring their accuracy and consistency. The BIM approach facilitated this process by providing a centralized platform for data integration and management, reducing the likelihood of errors and improving the

overall efficiency of the project (Wilfing, Michael, & Schütz, 2024; Seequent, n.d.).

The environmental and social impacts of the project were carefully considered during the planning and design phases. By constructing the railway line through tunnels, the project minimized the disruption to natural landscapes and reduced noise pollution for local communities. This approach not only preserved the natural environment but also enhanced the quality of life for residents in the surrounding areas. The use of BIM allowed the project team to optimize the tunnel design, ensuring that the environmental footprint was minimized while maintaining the structural integrity and safety of the tunnels (El Mossallamy & Schulz, 2024; Seequent, n.d.).

The project also had significant social benefits, particularly in terms of improving transportation infrastructure and connectivity. The new high-speed railway line is expected to reduce travel times between Gelnhausen and Fulda, making rail travel more attractive and efficient. This improvement in transportation infrastructure is likely to have positive economic impacts, promoting regional development and enhancing the mobility of residents and businesses (Seequent, n.d.; Bentley Systems, n.d.).

The anticipated 30% increase in passengers by 2030 posed a significant challenge for the project. The double-tracked line, capable of speeds up to 240 km/h, was designed to accommodate this growth and reduce traffic congestion on existing rail lines. The use of BIM in the planning and design phases ensured that the infrastructure could handle the increased passenger volume, providing a reliable and efficient transportation solution for the future. The project's success in managing passenger growth and traffic congestion demonstrates the potential of BIM to enhance the capacity and efficiency of transportation infrastructure (Wilfing, Michael, & Schütz, 2024; Seequent, n.d.).

4.2 Resource Management and Environmental Impact Reduction

The geotechnical feasibility of the tunnels played a crucial role in resource management and environmental impact reduction. By accurately mapping the subsurface conditions and identifying potential risks, the project team was able to optimize the use of resources and minimize waste. The detailed 3D models created using BIM allowed for precise planning and design, reducing the need for costly and time-consuming modifications during construction.

This approach not only improved the efficiency of the project but also contributed to sustainable resource management and environmental conservation (Kawalec, 2018; Brinkgreve, Zekri, & Laera, 2024).

4.3 Innovation and Inspiration

The innovative use of BIM in the Gelnhausen-Fulda high-speed railway project serves as an inspiration for other geotechnical engineering firms. The project's success demonstrates the potential of BIM to improve project outcomes, enhance collaboration, and reduce environmental impacts. By sharing their experiences and lessons learned, Prof. Quick und Kollegen hope to encourage other firms to adopt BIM methods, leading to positive impacts on both projects and the environment. The project's success story highlights the importance of embracing new technologies and approaches in geotechnical engineering to address complex challenges and achieve sustainable development goals (Seequent, n.d.; Bentley Systems, n.d.).

5 CONCLUSION

The pioneering use of Building Information Modeling (BIM) methods in geotechnical engineering by the team of Prof. Quick und Kollegen is transforming project management. Thanks to Bentley and Seequent technology, they have achieved:

- Clear communication,
- Optimized workflows, and
- Time savings.

In tackling the Gelnhausen-Fulda high-speed railway project, the benefits are evident. By consolidating critical information into a transparent 3D model accessible via a cloud-based environment, the team collaborates more effectively. Beyond managing passenger growth and traffic congestion, the geotechnical feasibility of the tunnels plays a crucial role in resource management and environmental impact reduction.

These tunnels not only preserve nature but also minimize noise disruptions for local communities. We hope that our success inspires other geotechnical engineering firms to adopt BIM methods, creating a positive impact on both projects and the environment.

6 REFERENCES

- Bentley Systems. (n.d.). **CAD Software for Modeling & Visualization | Bentley Systems**. Retrieved from <https://www.bentley.com/en/products/brands/microstation>
- Brinkgreve, R., Zekri, A., & Laera, A. (2024). **Towards an integrated and automated digital workflow in geotechnical engineering**. In *Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization* (pp. 82-90). Delft University of Technology. Retrieved from https://research.tudelft.nl/files/227593022/Brinkgreve_Zekri_Laera_ISC7_2024_Towards_an_integrated_and_automated_digital_workflow_in_geotechnical_engineering.pdf
- El Mossallamy, Y., & Schulz, G. (2024). **Geotechnical Challenges in Infrastructure Projects—Three Case Studies**. In *Proceedings of the 5th International Conference on Transportation Geotechnics* (pp. 315–325). Springer. Retrieved from https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-981-97-8221-5_31
- Kawalec, J. (2018). **Geotechnical Solutions for Linear Transport Infrastructure in Mining Areas**. In *Proceedings of the China-Europe Conference on Geotechnical Engineering* (pp. 1677–1681). Springer. Retrieved from https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-319-97115-5_169
- Michael, J., & Wilfing, L. (2023). **Complex tasks to evaluate the feasibility of two railway tunnel variants in terms of tunnel construction**. In *Proceedings of the 15th ISRM Congress & 72nd Geomechanics Colloquium*. Retrieved from <https://eposter.at/ISRM2023/data/PDF/1142.pdf>
- Seequent. (n.d.). **3D Digital Model Deployed to Evaluate Underground Route**. Retrieved from <https://www.seequent.com/3d-digital-model-deployed-to-evaluate-underground-route/>
- Seequent. (n.d.). **BIM Workflow for New German High-Speed Railway Line**. Retrieved from <https://www.seequent.com/bim-workflow-for-new-german-high-speed-railway-line/>

Seequent. (n.d.). **Geotechnical Product Workflow - Seequent**. Retrieved from <https://www.seequent.com/products-solutions/geotechnical/>

Seequent. (n.d.). **Webinar Series: Technical Solutions for Linear Infrastructure Projects**. Retrieved from <https://www.seequent.com/webinar-series-technical-solutions-for-linear-infrastructure-projects/>

Wilfing, L., Michael, J., & Schütz, D. (2024). **Risk assessment of route options for the Hanau–Würzburg/Fulda railway project: Optimised exploratory concept and application of BIM in early project phases**. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. Retrieved from <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/epdf/10.1002/geot.202000036>

Condicionantes geológico-geotécnicos no Projeto Básico da Linha 19-Celeste do Metrô de São Paulo – Um novo patamar de conhecimento

M.D. Monteiro, H.C. Rocha, B.G.A.P. Cunha, G.B. Robbe, A.G.M. Almeida, A.M. Martins, K.G. Oliveira & F.P. Hirata

Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

RESUMO: Este artigo apresenta a configuração e estrutura da campanha de investigação geológico-geotécnica realizada pela Companhia do Metrô de São Paulo, bem como os resultados de maior relevância obtidos e a identificação dos condicionantes geológico-geotécnicos no âmbito do Projeto Básico da Linha 19-Celeste. A Linha 19-Celeste possui 15 estações, 18 poços de ventilação e saída de emergência, 2 subestações elétricas e 1 pátio com área de 309 mil m². A extensão total da linha é de 17,6 km e se desenvolve para a direção nordeste. A linha parte da região central da cidade de São Paulo, região das Estações Anhangabaú e São Bento, passa pela zona norte da cidade, bairros como Vila Maria e Jardim Japão, atravessa a Rodovia Fernão Dias e continua pela cidade de Guarulhos, até a região do Bosque Maia. A campanha de investigação executou 614 sondagens, perfazendo cerca de 25000 m de perfurações, destas 91% em solos e 9% em materiais rochosos, com média de profundidade de 40m para as sondagens. A campanha executou 291 piezômetros multiníveis a cada 100m de linha, com detalhamento em estações e VSEs. Foi realizada uma ampla campanha de ensaios geofísicos, químicos, ambientais e geotécnicos (*in-situ* e laboratoriais), com destaque à avaliação da mineralogia, permeabilidade e parâmetros de resistência e deformabilidade em solos e rochas. Os resultados obtidos trazem informações relevantes à estratigrafia da Bacia de São Paulo e seu embasamento, aspectos hidrogeológicos e demais feições geológicas que se configuram como condicionantes geológico-geotécnicos que foram considerados nos projetos de escavações e dimensionamento de estruturas subterrâneas. A campanha executada também contribuiu com o fornecimento de dados para a elaboração de modelos geológicos tridimensionais integrados ao processo BIM de todas as estações projetadas, o que se configura como elemento de ineditismo ao Projeto Básico no Metrô-SP.

1 INTRODUÇÃO

Desde os anos 70, logo após a sua fundação, o Metrô de São Paulo tem contribuído decisivamente para o conhecimento dos aspectos geológicos e geotécnicos da região metropolitana de São Paulo. Inicialmente com a publicação do chamado Livro Azul, elaborado pelo consórcio formado na época HMD (Hochtief, Montreal e Deconsult). Já nos anos 80 a publicação da conhecida NC-03 (Norma de Cálculo), publicação desenvolvida internamente no Metrô, continha os principais parâmetros geotécnicos estabelecidos pelas campanhas de sondagens e ensaios efetuados para os projetos das Linhas 1-Azul e 3-Vermelha. Tal documento de síntese ainda hoje é utilizado por projetistas e consultores de obras geotécnicas na

cidade de São Paulo sendo considerado um marco no conhecimento geotécnico do chamados “Solos de São Paulo”. Com a publicação da “*Mesa redonda Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo*” pela ABGE (1980) esse arcabouço de conhecimento se tornou público e foi tomado como referência. Já nos anos 90, com o arcabouço geológico consolidado e estabelecido por Riccomini (1989), foi possível uma nova e mais adequada correlação entre as diferentes formações geológicas e suas fácies e subfácies com os parâmetros geotécnicos já estabelecidos e novas campanhas de investigações efetuadas para as Linhas 2-Verde e 4-Amarela. Todo este conhecimento foi consolidado em publicações técnicas sobre os Solos de São Paulo em 1992 pela ABMS e ABGE e mais

recentemente na Mesa redonda *Twin Cities* - 2013, incorporando todas as campanhas de investigações efetuadas para as Linhas 5-Lilas e 6- Laranja e prolongamento da Linha 2-Verde às demais. A este vasto banco de dados se junta agora a maior e mais detalhada campanha de investigações geotécnicas já realizada na cidade de São Paulo, a da Linha 19-Celeste e que a partir das análises efetuadas de seus resultados e a sua incorporação deverá estabelecer um novo patamar no conhecimento dos aspectos geotécnicos dos maciços da região metropolitana de São Paulo.

2 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A campanha de sondagens, piezômetros e ensaios geotécnicos da Linha 19-Celeste se desenvolveu entre março de 2021 e março de 2023.

Ao todo foram executadas 614 sondagens, sendo 466 sondagens à percussão e 148 sondagens mistas e rotativas. A metragem total de sondagens executadas chegou a 24.606,90m, o que resulta em uma profundidade média de 40,07m por sondagem. Da metragem total perfurada, 91,6% foram executadas em solos e 8,3% em rochas.

O índice comprimento das sondagens / comprimento da linha foi de 1,39, próximo a recomendações de referência internacionais.

A execução da campanha enfrentou desafios associados à interação com áreas densamente povoadas em um contexto de interface com elevado número de partes interessadas. No município de São Paulo a interação com o Centro Histórico e Terminais rodoviários (Figura 1), além de vias de elevada movimentação (Rua Santo Amaro, Avenida 23 de Maio, entre outras) implicou em regimes especiais de execução e autorizações restritivas. Aspecto similar foi observado no município de Guarulhos, em razão das atividades em importantes vias como a Avenida Tiradentes, Avenida Guarulhos, Soldado José de Andrade, Rua Cerqueira César e Rua Dom Pedro II. As condições de execução atribuídas pelas autoridades municipais determinavam jornadas diárias reduzidas, necessidades de instalação e desinstalação de equipamentos diariamente e até execução em período noturno. Cerca de 73% das sondagens foram executadas em horário comercial, ao passo que 27% em horário noturno ou aos finais de semana. A produtividade para os trechos em solo foi de 5,5m por dia e para os trechos em rocha foi de 4,0m por dia.

Como na etapa de Projeto Básico não há ainda desapropriação das áreas de interesse, as equipes concentraram atuação em viário público (calçadas, faixas de rolamento e canteiros), onde 87% das sondagens foram executadas. Ainda assim houve

também importante interação das equipes de sondagens e ensaios com áreas sob concessão e áreas privadas (shopping center, áreas de comércio, garagens de veículos, entre outros), estes correspondem a 13% dos locais de sondagens.



Figura 1. Sondagem em execução no Terminal Bandeira.

Ao término da campanha de investigação geológico-geotécnica da Linha 19-Celeste foram gerados 1596 documentos técnicos, sendo 614 perfis individuais de sondagens e 982 relatórios de piezômetros, acompanhamento técnico e ensaios geofísicos, geotécnicos *in-situ* e laboratoriais. Toda esta documentação gerada representa números expressivos e passou por análise da equipe técnica da Companhia do Metrô para na sequência serem disponibilizadas para subsidiar o desenvolvimento das soluções de engenharia no âmbito do Projeto Básico.

2.1 Serviços executados

A campanha de sondagens e ensaios geotécnicos da Linha 19-Celeste abrangeu grande diversidade de modalidade de serviços de investigações que a colocam como uma das campanhas de investigações mais completas no cenário atual.

2.1.1 Caracterização hidrogeológica

Foram executados 291 piezômetros de tubo aberto, cada piezômetro com 1 a 4 subníveis. Para as Estações e VSEs foram monitorados entre 3 a 4 horizontes hidroestratigráficos para avaliação das pressões de água atuante no maciço e que implicarão em esforços às estruturas subterrâneas. No trecho de túnel piezômetros foram instalados com seções filtrantes posicionadas na face de escavação (Figura 2). A cobertura de piezômetros resultou em 1 instrumento a cada 100m de linha, totalizando 12.912,97m de execução.



Figura 2. Instalação de piezômetro em trecho de túnel de via na região do Jardim Japão.

Em todos os piezômetros foram executados ensaios de infiltração, tratados pelo método de Hvorslev (1951) para estimativa do coeficiente de permeabilidade. Os piezômetros também contribuíram para coleta de água subterrânea para a realização ensaios químicos (agressividade da água ao concreto) e análise dos parâmetros da lista de valores orientadores da CETESB (2021), Figura 3, que contribuíram com a atualização do cenário ambiental das áreas de Estações e subsidiaram informações para os projetos de rebaixamento e estruturas de concreto.

Na Estação Pari-Cerealista a complexidade das condições hidroestratigráficas identificadas na campanha de investigação ensejou a realização de um teste de bombeamento. Foi executado um poço de 42,5m de profundidade em sedimentos da Fm. Resende, bombeado por cerca de 33 dias com regime de vazão de $14,6\text{m}^3/\text{h}$ e monitorada a sua influência em uma rede 15 piezômetros sentinelas em diferentes estratos geológicos. O ensaio realizado foi útil para

avaliação das redes de fluxo, permeabilidade e avaliação de raio de influência do rebaixamento.



Figura 3. Coleta de água por sistema de baixa vazão para ensaios de caracterização ambiental no VSE Fernão Dias.

2.2 Levantamentos e ensaios geofísicos

Uma extensa campanha de levantamento geofísicos por sísmica de reflexão foi executada ao longo dos trechos de túnel de via em possível interação com maciços rochosos para contribuir com a identificação do topo rochoso e obtenção de informações associadas à velocidade de propagação de ondas sísmicas. Os equipamentos e configurações de arranjo dos levantamentos permitiram a obtenção de informações em compatibilidade com a profundidade das estruturas estudadas (Figura 4).

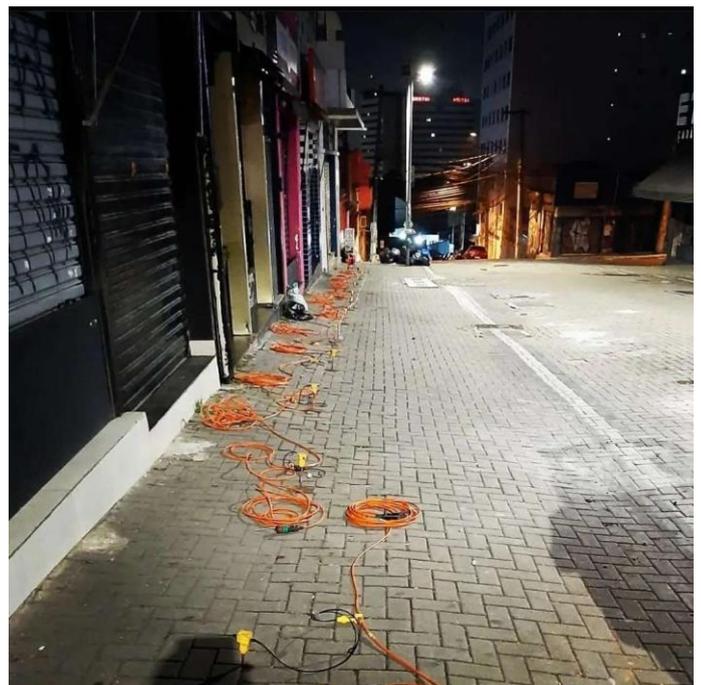


Figura 4. Arranjo de geofones para levantamento sísmico.

A campanha geofísica foi complementada por ensaios sísmicos em furos de sondagens (modalidade *cross-hole*) para a obtenção de parâmetros elásticos dinâmicos. Foram executados ensaios destas modalidades em todas as Estações e em parte dos VSEs da Linha 19-Celeste.

Visando a melhor resposta e resultados com maior acurácia, todos os ensaios geofísicos foram realizados durante a madrugada, período em que há menor incidência de atividade urbana, tráfego de veículos em especial, reduzindo a incidência de ruídos nos dados sísmicos coletados (Figura 5).



Figura 5. Etapa de energização em ensaio sísmico realizado em período noturno para atenuação de ruídos urbanos.

Os ensaios sísmicos atingiram quantidades relevantes. Foram executados 15.593m de levantamentos lineares de sísmica de reflexão e 22 pontos de ensaios *cross-hole*, totalizando 792m de investigação geofísica em subsuperfície.

2.3 Ensaios laboratoriais de caracterização geológica e geotécnica

Na campanha de investigação do Projeto Básico da Linha 19-Celeste foram realizados os maiores números de coletas de amostras e ensaios laboratoriais em projetos da Companhia do Metrô. Nas matrizes de solos ensaios de mineralogia e caracterização utilizaram amostras provenientes dos amostradores dos ensaios SPT, ao passo que nos ensaios especiais (adensamento e triaxiais) foram utilizadas amostras provenientes de amostradores dinâmicos, como Shelby e Denison (Figura 6), seguido pelo acondicionamento das amostras de modo a permitir que os ensaios fossem executados em conformidade com a boa prática técnica (Figura 7). Para as matrizes rochosas foram selecionados

testemunhos de sondagens rotativas para caracterização petrográfica, obtenção de índices físicos e parâmetros de resistência e abrasividade.



Figura 6. Amostrador dinâmico Denison em uso em coleta de amostra indeformada na Estação Pari-Cerealista.



Figura 7. Barrilete com amostra indeformada de solo residual, parafinado, para transporte ao laboratório de ensaios triaxiais do VSE Adolf Schindling.

No âmbito do Projeto Básico os resultados das amostras ensaiadas foram tratadas em função das respectivas unidades geológico-geotécnicas, possibilitando análises com representatividade

adequada e atribuição de intervalos de resultados que contribuíram com a definição de novos parâmetros ou a validação de parâmetros geotécnicos de referência provenientes da bibliografia especializada (Tabela 1).

Tabela 1. Principais ensaios laboratoriais realizados

Ensaio	Quantidade Realizada un.
Índices Físicos - Solo	982
Granulometria Completa	983
Limites de Consistência	399
Adensamento edométrico	51
Compressão Simples - Solo	73
Compressão Triaxial - Solo	176
Apreciação Petrográfica - Solo	181
Difratometria Raios-X - Solo	198
Abrasividade LCPC - Solo	165
Agressividade - Solo	37
Petrografia - Rocha	56
Índices Físicos - Rocha	58
Compressão Simples - Rocha	86
Compressão Diametral	85
Compressão Triaxial - Rocha	9
Abrasividade CERCHAR	52
Drillability Test - Rocha	51

2.4 Ensaios geotécnicos in-situ

A campanha de investigação também contou com ensaios *in-situ* em solo, como Dilatômetro de Marchetti (DMT), Ensaio de penetração contínua com medida de pressão neutra (CPTu) e Ensaio pressiométrico com equipamento de Ménard (PMT), Figura 8. Os ensaios DMT e CPTu tiveram contribuição reduzida à campanha em função da baixa profundidade de penetração sem a realização de pré-furos, na grande maioria dos pontos de ensaio constatou-se impenetrabilidade com menos de 10m de profundidade.

Na concepção da campanha de investigação procurou-se executar os ensaios *in-situ*, CPTu, DMT e PMT, junto a pontos em que foram executadas coletas de amostras indeformadas e demais ensaios, permitindo que os dados pudessem ser tratados sob o conceito de “ilhas de investigação”.

Para os maciços rochosos foram realizados levantamentos estruturais detalhados por meio do televisamento de sondagens (perfilagem óptica), com a obtenção da orientação e características das descontinuidades do maciço (fraturas e foliações). Famílias de fraturas que apresentam feições de abertura aparente foram ensaiadas para perda d'água sob pressão (EPA) permitindo obtenção de valores de permeabilidade nas fraturas.

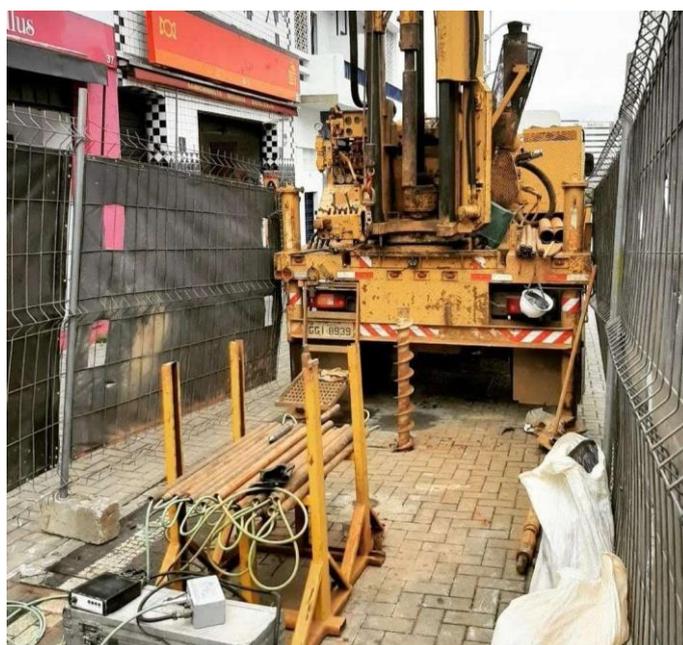


Figura 8. Equipamentos para execução de ensaio CPTu nas proximidades da Estação Guarulhos.

3 UNIDADES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS IDENTIFICADAS

A campanha de sondagens e ensaios realizadas identificou a presença de três grandes compartimentos geológicos ao longo do traçado da Linha 19-Celeste. Em ordem estratigráfica estes compartimentos são o embasamento pré-cambriano, os sedimentos paleógenos a neógenos da Bacia de São Paulo e as coberturas quaternárias. Estes compartimentos geológicos são recobertos por materiais tecnogênicos. Em interface com as estruturas projetadas prevê-se uma distribuição de 89% para maciços terrosos e 11% para maciços rochosos.

3.1 Coberturas tecnogênicas

São observadas como solos de origem antrópica caracterizados como aterros. Estes solos são encontrados de forma disseminada nas áreas urbanizadas atravessadas pela Linha 19-Celeste, em profundidades que em sua maioria variam entre 1 a 5 m, ainda que ocorrências localizadas de maior expressão tenham sido constatadas, como no VSE Fernão Dias, com cerca de 9,5m de espessura.

É comum a observação de resíduos de entulhos de construção civil nas ocorrências de maiores espessuras, por vezes inclusive com indícios de impactos ambientais. A sua composição granulométrica é muito variada e as diversas formas como são transportados, lançados e, eventualmente, compactados, incluindo sua homogeneização e

umidade, se refletem na variabilidade dos parâmetros físicos que apresentam.

3.2 Coberturas quaternárias

São caracterizadas por depósitos aluviais existentes ao longo das planícies de inundação dos principais rios e córregos na região compreendida pelo traçado, tais como Rio Tietê, Ribeirão dos Cabos, Córrego Guarulhos, Córrego Itapegica, Rio Cabuçú de Cima, Córrego Novo Mundo, Córrego da Divisa, Córrego Tatuapé, Rio Tamanduateí e outros. Suas maiores espessuras foram observadas na região entre o VSE José de Andrade e a Estação Vila Augusta, município de Guarulhos e no Jardim Julieta (divisa São Paulo-Guarulhos), chegando a espessuras entre 5 a 7m. Merece destaque a ocorrência contínua destas coberturas por toda a região central de São Paulo, perfazendo o trecho das estações Curuçá, Vila Maria, Catumbi, Silva Teles, Pari, São Bento e Anhangabaú. Em seu fácies argiloso se mostram como solos muito pouco consolidados, representados por argila siltosa a argila arenosa com matéria orgânica disseminada, plástica, muito mole. No fácies arenoso seus depósitos se mostram mais presentes nas porções basais dos corpos aluvionares e se constitui como areias de granulometria fina a grossa, fofa. Geralmente encontram-se sob o nível do lençol freático e representam as camadas de percolação preferencial desse lençol, quando sobreposto a solos com permeabilidade mais baixa.

3.3 Formação São Paulo

É a unidade de topo do Grupo Taubaté constituída por um sistema deposicional fluvial meandrante, o que proporciona o caráter errático de sua distribuição. Na Linha 19-Celeste sua ocorrência se deu preferencialmente acima da cota 740m, embora ocorrências entre as cotas 730m e 725m tenham sido registradas na região do Jardim Japão. Considerando a profundidade média do greide da linha não se prevê a sua interação com as escavações dos túneis de via. Sua interação ocorrerá apenas nas escavações dos poços das Estações Guarulhos, Itapegica, Jardim Japão e nos VSEs Alexandre Calmon, Avenida Guarulhos, Osaka e Mussumés.

3.3.1 Argilas porosas vermelhas (3AgP1/3AgP2)

Observada como uma camada superficial da Fm. São Paulo com elevada porosidade, normalmente acima do aquífero superior. São argilas a pouco arenosas siltosas, porosas, plásticas a pouco plásticas, com valores baixos de SPT (até 5 golpes). É observada uma variedade de maior consistência decorrente de

maior intensidade de processo de laterização mais intenso.

3.3.2 Argilas variegadas (3Ag1/3Ag2)

São observadas como argilas siltosas a argilas arenosas, plásticas, com ao menos três cores de alteração, de consistência média a dura. Lençóis empoleirados (aquíferos suspensos) foram observados associados a estes depósitos.

3.3.3 Areias 3Ar1/3Ar2

Correspondem aos depósitos fluviais de canais meandrantos, compostos por areias finas a grossas pouco siltosa a argilosa, podendo conter cascalho, mica detritica, de cor amarelo claro, roxo, cinza ou vermelho, predominantemente pouco compacta a compacta, podendo chegar a muito compacta nas camadas ricas em cascalho ou limonita. Estes depósitos tendem a apresentar baixa coesão e média a alta permeabilidade. Podem ocorrer crostas limoníticas e cimentação por óxido de ferro com alguma frequência.

Ocorrências de areias grossas com contribuições de pedregulhos são encontradas nas bases dos estratos e propiciam maior permeabilidade e aumento nos valores de SPT nesta unidade geotécnica.

3.4 Formação Resende

Unidade basal e lateral do Grupo Taubaté composta por depósitos de leques aluviais associados a planícies fluviais de rios entrelaçados. Apresentam distribuição generalizada e corresponde a elevado percentual de preenchimento na Bacia de São Paulo. É a unidade de ampla ocorrência no traçado da Linha 19 e a que possuirá maior interface com as escavações de túneis e estações.

3.4.1 Fácies argiloso (4Ag1/4Ag2/4Ag3)

Foram observadas como argilas siltosas a arenosas, muitas vezes com grânulos esparsos de quartzo.

A sua ocorrência mais conhecida como “Taguá” é observada como argila siltosa pouco arenosa (areia fina e média) medianamente plástica a plástica, rija a dura, cinza esverdeada. Pode ser encontrado sotoposto aos depósitos da Formação São Paulo em regiões com altitudes mais elevadas ou recobertos por sedimentos quaternários nas regiões de várzea dos rios Tietê, Tamanduateí e Cabuçú de Cima. São solos fortemente sobreadensados, eventualmente em decorrência da erosão causada pelos corpos hidráulicos da bacia. Estes solos por muitas vezes se apresentam bastante duros, com SPT acima de 45

golpes. Variedades de granulometria mais grosseira são observadas nestes sedimentos.

3.4.2 Fácies arenoso (4Ar1/4Ar2/4Ar3)

São depósitos fluviais de canais de rios entrelaçados, compostos por areias finas a grossas siltosas a argilosas, podendo apresentar cascalho, compactas a muito compactas, cinza e amarelo claro (Figura 9). Normalmente essas camadas apresentam baixa coesão e ângulo de atrito mais alto em comparação com os demais depósitos fluviais de São Paulo, mas no âmbito da Linha 19-Celeste suas amostras evidenciaram elevada contribuição de frações finas, o que contribui para melhoria da coesão e redução da permeabilidade.

O traçado da Linha 19-Celeste, ao atravessar a Marginal Tietê, se aproxima das bordas da bacia e, conseqüentemente, da área fonte dos sedimentos, fazendo com que tenha sido registrada ampla predominância destas unidades arenosas em relação às demais unidades geológico-geotécnicas, também em comparação com outras linhas.



Figura 9. Amostra de solo arenoso da Fm. Resende coletada em sondagem executada na Estação São Bento.

3.5 Embasamento pré-cambriano (Complexo Embu)

Os materiais de idade pré-cambriana que compõem o embasamento da Bacia de São Paulo, representado por rochas como gnaisses e migmatitos, bem como os seus produtos de alteração intempérica (solos residuais) apresentam ocorrência bastante restrita na Linha 19-Celeste. No município de Guarulhos ocorrem sob a forma de blocos sob controle estrutural ao longo da Rua Felício Marcondes (topo rochoso irregular entre as cotas 750m e 715m - trecho do túnel de via entre o VSE José de Andrade e a Estação Guarulhos), na região do Internacional Shopping Guarulhos (topo rochoso entre as cotas 750m e 740m - trecho entre a Estação Dutra e o VSE Adolf

Schindling) e no VSE Fernão Dias (topo rochoso entre as cotas 720m a 710m). No município de São Paulo, região central, observou-se importante ocorrência desde o VSE Maria Marcolina (topo rochoso na cota 695m) e ao longo do trecho de túnel de via até a Estação Silva Teles (topo rochoso ascendente entre as cotas 690m e 710m - ruas Oriente, Casemiro de Abreu e Xavantes). Ocorrência isolada e abaixo da profundidade de interação com as estruturas foi identificada no VSE Osaka (zona norte de São Paulo, topo rochoso na cota 690m).

A rocha predominante nestas ocorrências é um gnaíse a granito-gnaíse de textura protomilonítica, granulação média, foliação com mergulho de 70° a 60°, pouco a medianamente alterado (classes A2 e A3) e grau de fraturamento F2 como mais representativo (Figura 10).



Figura 10. Testemunhos de rocha pré-cambriana coletada em sondagem rotativa realizada no VSE Fernão Dias.

4 CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Entende-se por condicionante geológico-geotécnico toda feição geológica que apresenta implicação ao desempenho geotécnico associado à estabilidade, estanqueidade, durabilidade e geometria final de escavações e estruturas, podendo acarretar acréscimos de custos e prazos e até a ocorrência de acidentes (modificado de Pastore, 2009).

4.1 Maciços rochosos

O traçado tem reduzida interação com maciços rochosos, entretanto nas poucas interações registradas observa-se a presença de zonas cisalhamento desenvolvidas no processo geológico de abatimento de blocos do embasamento. Este é contexto observado na região da Rodovia Fernão Dias, trecho

compreendido pelo VSE homônimo e pelo Pátio Vila Medeiros. Os dados obtidos indicam elevada estruturação ao maciço gnáissico, aumentando localmente o grau de fraturamento, inclusive com a observação de justas de alívio, implicando na perda da qualidade geomecânica, conforme observado em ensaios de resistência a compressão uniaxial que apresentaram valores bastante reduzidos (8 a 40 MPa).

O maciço rochoso exige atenção também com relação ao contorno do seu topo, bastante irregular. Os ensaios geofísicos mostraram elevada amplitude entre pontos de topo mais alto e mais baixo dentro de uma mesma sequência linear no maciço rochoso. Na saída da Estação Guarulhos (rumo Bosque Maia) observa-se ao menos 2 áreas de transição em que o topo rochoso mergulha e coloca o contato com o solo saprolítico na região do teto do túnel de via. Aspecto similar ocorre no trecho de túnel entre os VSEs Adolf Schindling e Fernão Dias. Na região central do município de São Paulo destaca-se a ocorrência de topo rochoso em contato direto com sedimentos da Fm. Resende, sem desenvolvimento de manto de alteração relevante, este topo rochoso tem aspecto ascendente rumo à Estação Silva Teles, com a inclinação do greide da Linha 19-Celeste “acompanhando” essa zona de contato próximo à geratriz superior do túnel.

Sob o outro extremo das condições geomecânicas no maciço rochoso estão as ocorrências observadas no VSE Adolf Schindling, trecho nas imediações da Rodovia Presidente Dutra no município de Guarulhos. Os ensaios de resistência e abrasividade realizados ensejam grande resistência ao corte, sendo necessário o desmonte com explosivos no VSE e a expectativa de elevado desgaste às ferramentas de corte da tuneladora.

4.2 Maciços terrosos

As areias da Fm. Resende representam a principal unidade geotécnica em ocorrência no traçado. Para estas areias da Fm. Resende, em especial a unidade 4Ar1, verifica-se por meio de valores médios que a composição granulométrica corresponde a argila (12,6%), silte (11,9%), areia fina (31,4%), areia média (38,7%), areia grossa (3,6%) e pedregulho (1,8%). Evidencia-se, portanto, que não se trata de areias puras e que a contribuição de finos é significativa para um fácies arenoso (cerca de 25%), o que certamente rende coesão maior e permeabilidade menor do que o usualmente observado nestes materiais geológicos.

Quanto às grandezas secundárias CNU e CC os valores médios de $D_{10} = 0,040$ mm, e $D_{30} = 0,222$ mm, e $D_{60} = 0,490$ mm permitem uma avaliação expedita com CNU = 12,3 e CC = 2,3. Tais

valores indicam que as areias podem ser consideradas bem graduadas com curva granulométrica equilibrada para os diâmetros intermediários entre D_{10} e D_{60} . Areias bem graduadas podem apresentar um melhor arranjo entre grãos e isso se refletir em parâmetros de resistência e permeabilidade.

A significativa presença de frações finas em meio às unidades arenosas refletiu na permeabilidade observada nos ensaios de infiltração em piezômetros, a maioria expressiva das camadas arenosas apresentou permeabilidade entre 10^{-3} cm/s e 10^{-4} cm/s, valores estes considerados nos projetos de rebaixamento (Figura 11).



Figura 11. Permeabilidade medida em piezômetros ao longo do traçado.

As pressões hidrostáticas registradas nos piezômetros ao longo do traçado sinalizam para valores entre 20 e 40 mca, com ocorrências chegando a 50 mca.

Os estudos mineralógicos realizados mostraram resultados esperados para os sedimentos paléogenos, com predomínio de quartzo (pela presença majoritária de depósitos arenosos), seguido de feldspato e micas (predominância de muscovita). Merece destaque a observação do argilomineral esmectita, relacionado a eventos hidrotermais, que em algumas unidades construtivas chegou à presença de 20% a 30%, ensejando a avaliação no âmbito do Projeto Executivo da potencialidade de ocorrência de *clogging* em escavações mecanizadas (Figura 12).

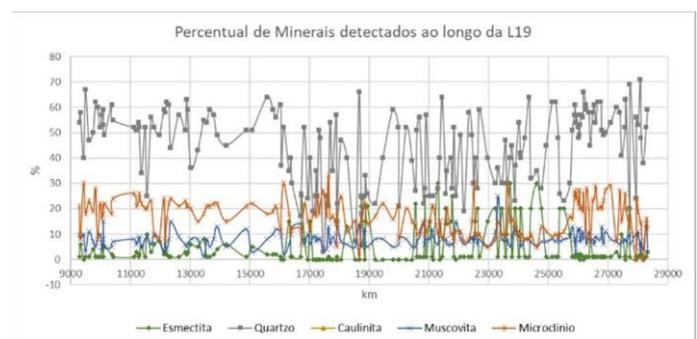


Figura 12. Percentual da mineralogia principal.

Na mineralogia observada, o quartzo pode influenciar na abrasividade e no desgaste das ferramentas de corte da TBM e que a esmectita pode influenciar em

5 MODELAGEM GEOLÓGICA BIM

comportamentos expansivos. Desta forma, procurou-se observar a variação do teor do quartzo e da esmectita ao longo da linha. Identificou-se que os materiais argilosos apresentam maiores teores de quartzo e menores teores de esmectita entre o km 9 ao 16 e 25 ao 28, ocorrendo o contrário no restante da linha. Tendência similar se observa dentre os materiais arenosos, porém, para estes, mesmo no trecho do km 16 ao 25 se observa uma grande variação de comportamentos.

Com relação à abrasividade em solos, ao longo de toda a linha ocorrem resultados em faixas similares encontrando-se materiais de “Levemente Abrasivo” a “Muito Abrasivo”, sendo que os valores de LCPC determinados variam de 0 a 0,40 g (média = 0,09 g). Com relação a valores de resistência, nas proximidades da Estação Jardim Julieta e na região entre o Jardim Japão e Jardim Brasil observa-se importante e incomum queda nos valores de SPT com aumento de profundidade, resultando em intervalos entre 10 a 15 golpes, levando a necessidades de condicionamento de maciço junto aos poços.

Os ensaios triaxiais e de adensamento realizados revelaram trajetórias de tensões compatíveis com as esperadas para os materiais geológicos, validaram os parâmetros de resistência e deformabilidade adotados e ampliaram os limites das faixas de valores para estes. Resultados anômalos obtidos foram interpretados como decorrentes de dificuldades encontradas no processo de amostragem e talhagem dos corpos de prova, tendo em vista a ampla predominância de amostras de matriz arenosa.

4.3 Parâmetros geotécnicos

Os ensaios laboratoriais em conjunto com os ensaios in-situ permitiram a consolidação da tabela de parâmetros geotécnicos adotada em todo o Projeto Básico da Linha 19-Celeste, simplificada a seguir (Tabela 2):

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos. Os intervalos de valores compreendem às subunidades geotécnicas e estão associados às faixas de valores SPT.

Materiais geológicos	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_0	E (MPa)	K (cm/s)
Aterros	15 a 16	10	20 a 23	0,8	10	10^{-3} a 10^{-3}
Argilas Quaternárias	15 a 17	8	20	0,8	4	10^{-5}
Areias Quaternárias	17 a 20	0 a 5	27 a 29	0,7	10	10^{-3}
Argilas porosas da Fm. São Paulo	15 a 17	20 a 30	25	0,8	6 a 30	10^{-4}
Argilas da Fm. São Paulo	17 a 19,5	20 a 110	22 a 28	0,8	15 a 120	10^{-4}
Areias da Fm. São Paulo	18 a 20	3 a 10	30 a 36	0,8	15 a 120	10^{-3}
Argilas da Fm. Resende	19 a 21	30 a 120	20 a 27	0,8 a 1,0	30 a 180	10^{-7}
Areias da Fm. Resende	19 a 21	2 a 5	30 a 38	0,7 a 0,9	30 a 180	10^{-3} a 10^{-4}
Solo Residual Maduro	18 a 19	20	25 a 30	0,8	20 a 40	10^{-5}
Solo Residual Jovem	19 a 20	15	30 a 34	0,8	60 a 140	10^{-5}
Saprólito	20	30	35	0,9	180	10^{-6}
Rochas gnáissicas	22 a 27	50 a 400	35 a 45	0,8 a 1,0	800 a 10000	-

Como diferencial e melhoria na qualidade da gestão de dados de investigações geológicas, a Linha 19-Celeste possui em seu Termo de Referência a exigência da modelagem geológica tridimensional de todas as suas Estações em ambiente BIM. Para a viabilizar a implantação da modelagem tridimensional, a primeira necessidade atendida foi a obtenção dos dados de investigações geológico-geotécnicas em formato digital estruturado. Para tanto o Metrô passou a requisitar a entrega dos dados de sondagens e piezômetros em formatos específicos, por meio de exigências em especificações técnicas e cláusulas contratuais.

A especificação técnica de sondagens e ensaios geotécnicos do Metrô (CMSP, 2018) preconiza o fornecimento dos dados em formato digital das sondagens, tais como descrição litológica e da estratigrafia (com cotas de topo e base de cada camada), nível d'água, valores de NSPT, RQD, % de recuperação, grau de alteração, grau de coerência, grau de fraturamento e descrição das discontinuidades em formatos XLS, CSV e/ou AGS. Nesta primeira experiência com os dados digitais estruturados, em meio ao cenário atual do corpo técnico de fornecedores e projetistas ainda em amadurecimento, optou-se pela estruturação dos dados em formato CSV. Monteiro et al. (2024) descreve as rotinas adotadas na modelagem explícita, em que se utilizou a integração de seções longitudinais e transversais para a obtenção de sólidos com padrões de cores e hachuras referentes às camadas geológicas. Os logs das sondagens foram inseridos nos modelos como elementos, tendo litologia, índice SPT e nível d'água como atributos (Figura 13).

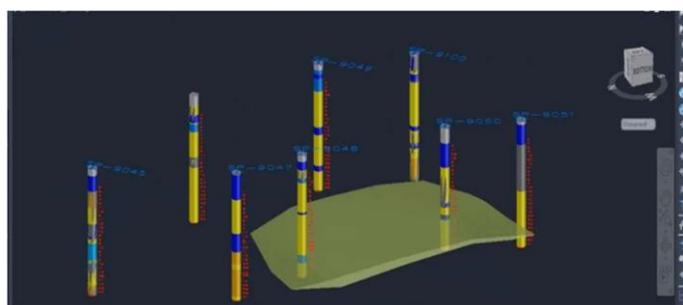


Figura 13. Espacialização tridimensional dos logs das sondagens da Estação Jardim Brasil em ambiente Civil 3D.

São apresentados a seguir, nas Figuras 14 e 15, alguns exemplos dos modelos elaborados incluindo as estruturas e a estratigrafia local, com destaque ao depósito aluvionar (cor azul), aos depósitos da Fm. Resende (camadas de areia em amarelo e argila em cinza) e solos da Fm. São Paulo (cores rosa e laranja).

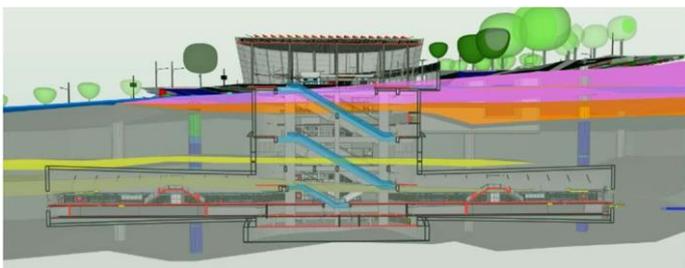


Figura 14. Modelo BIM da Estação Guarulhos com a estratigrafia modelada.

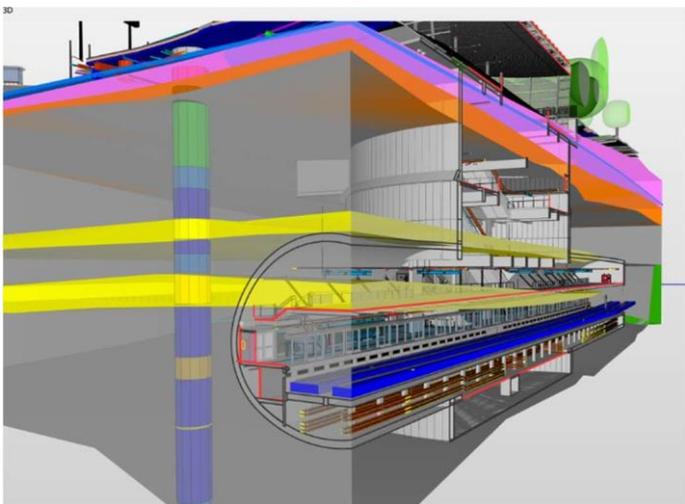


Figura 15. Modelo BIM da Estação Guarulhos com a estratigrafia modelada.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Um dos aspectos mais relevantes dessa campanha de investigações geológico-geotécnicas é seu desenvolvimento ao longo de uma região ainda pouco estudada para obras subterrâneas da cidade de São Paulo, uma vez que a Linha 3-Vermelha, apesar de se desenvolver na diretriz NE/E foi totalmente executada em superfície em seu trecho leste e pouco conhecimento sobre os aspectos de escavações subterrâneas foi incorporado.

A análise e interpretação dos resultados da densa campanha de ensaios executados trará um novo patamar de conhecimento para a geotecnia das obras subterrâneas na cidade de São Paulo.

A seção geológica obtida (Figura 16) mostra uma visão inédita das fácies arenosas distais da Formação Resende, predominante na região nordeste da cidade.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia do Metropolitano de São Paulo (Metrô) pelo incentivo à elaboração e autorização para a publicação deste artigo.

8 REFERÊNCIAS

- ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. 1980. Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo.
- CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. 2021. Decisão de Diretoria nº 125/2021/E.
- CMSP – Companhia do Metropolitano de São Paulo. 2018. Sondagens e Ensaios Geotécnicos – Especificação Técnica. ET-9.00.00.00/3W9-001-A.
- CMSP – Companhia do Metropolitano de São Paulo. 1980. Normas Técnicas Complementares. NC-03.
- Hvorslev, M.J. 195. Time lag and soil permeability in ground water observations. U.S. Army Corps of Eng. Waterway Experimentation Station, Vol. 36.
- Monteiro, M.D.; Rocha, H.C.; Cunha, B.G.A.P.; Robbe, G.B.; Almeida, A.G.M.; Neto, A.I.B.M. 2024. A modelagem geológica tridimensional integrada ao processo BIM no projeto básico da Linha 19-Celeste do Metrô de São Paulo. Brasil Engenharia, Vol. 9/2024, 212-216.
- Pastore, E.L. 2009. Risco Geológico em obras civis. Brasil Engenharia, Vol. 592, 110-115.
- Riccomini, C. 1989. O Rift Continental do Sudeste do Brasil. Tese de Doutorado. Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo

Legenda

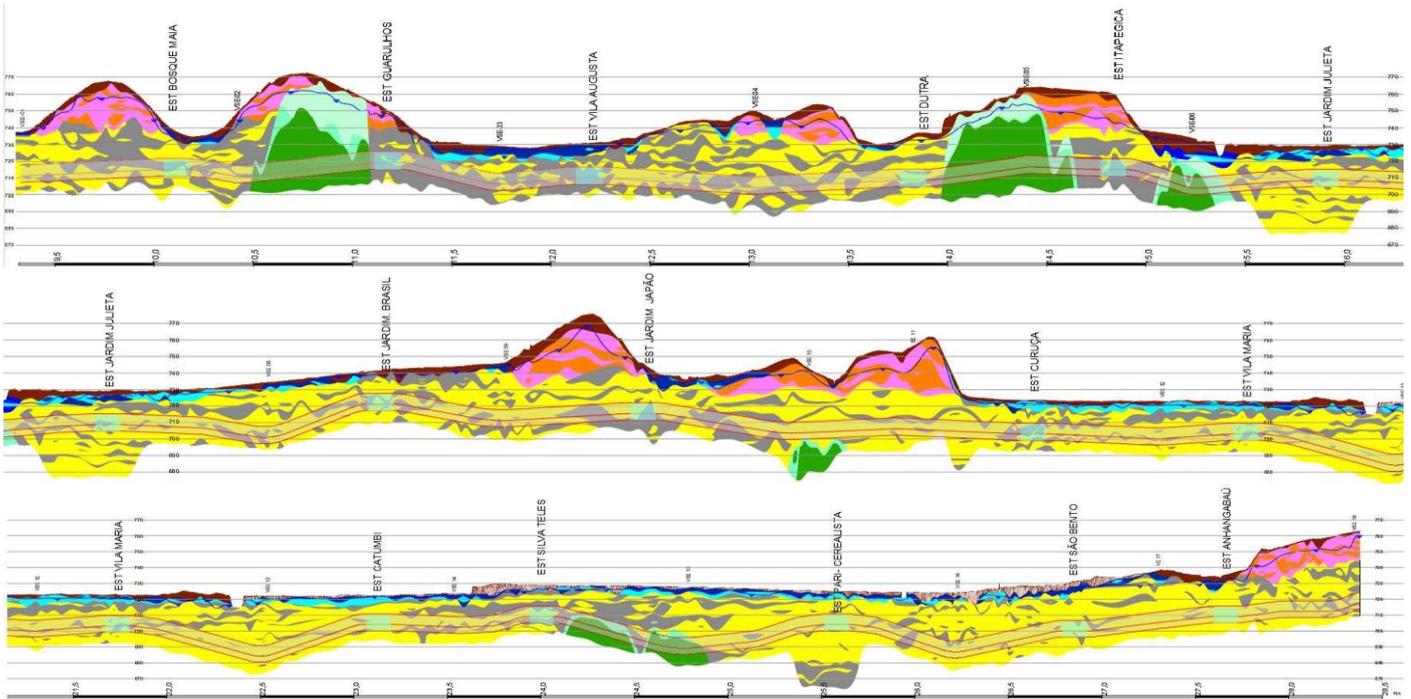


Figura 16. Seção geológica da Linha 19-Celeste entre Guarulhos e São Paulo.

Emprego da sondagem direcional com núcleo na investigação geotécnica e geológica para túneis.

R. Lindhjem & C. Tai

Devico AS, Trondheim, Noruega

E. Oliveira

Imdex do Brasil, Belo Horizonte, Brasil

RESUMO: A sondagem direcional com núcleo (DCD) permite aos engenheiros de projeto obter informações precisas da geologia ao longo da trajetória do túnel. A amostra obtida, bem como o furo de sondagem, pode ser examinada para fornecer um relato detalhado da formação rochosa, posicionamento, dimensão e propriedades das zonas de fraqueza e anomalias geológicas. Antes de iniciar um furo de sondagem direcional, é necessário um planejamento cuidadoso. Parâmetros como a direção de início, a inclinação e o raio de curvatura são importantes para permitir uma exploração eficiente e abrangente da área de interesse. Igualmente importante é a execução do processo de perfuração, que requer medições de desvio precisas para manter a trajetória e evitar que o furo entre na área planejada do túnel. Estudos de caso e discussões sobre as vantagens e limitações dos métodos oferecem a oportunidade de otimizar o planejamento e a execução de um furo direcional.

PALAVRAS-CHAVE: Perfuração direcional com núcleo, DCD, investigação do local, tunelamento, espaço subterrâneo, perfuração direcional horizontal, HDC.

1 INTRODUÇÃO

A sondagem é um método inestimável para a investigação de túneis e outros espaços subterrâneos. No seu sentido tradicional, implica normalmente a perfuração e a recolha de amostras de furos inclinados ou verticais a partir da superfície até ao alinhamento do túnel. O valor da informação pode, no entanto, por várias razões, ser limitado ou apresentar alguma incerteza. A zona geológica visada pode, por exemplo, ser intersectada a uma profundidade muito acima do alinhamento do túnel e dar uma visão limitada das suas propriedades no túnel, ou pode não ser intersectada de todo devido à perfuração na área errada, à perfuração na direção errada ou à localização numa área inacessível (limitações geográficas).

A sondagem direcional com núcleo, muitas vezes referida como sondagem direcional horizontal, pode resolver esses problemas, orientando o percurso do furo de modo a ficar alinhado com o túnel planejado.

Como resultado, as amostras de testemunhos (núcleos) e a informação recolhida da operação de perfuração estão intimamente relacionadas com as condições no alinhamento planificado do túnel. As zonas geológicas são mapeadas continuamente ao longo do alinhamento e intersectadas a profundidades semelhantes e com os mesmos ângulos. Um furo direcional pode também estender-se e melhorar a capacidade de mapear zonas sob infraestruturas ou massas de água, áreas que podem ser difíceis de alcançar com outras tecnologias de exploração.

A sondagem direcional pode resultar em melhores estimativas de apoio, redução das reclamações do empreiteiro e minimização dos problemas durante a construção. Além disso, o aumento da certeza na formação geológica pode reduzir o conservadorismo no projeto do túnel e aumentar as taxas de construção.

O objetivo deste documento é apresentar uma visão geral da tecnologia utilizada para a perfuração direcional com núcleo, destacar seus benefícios e

limitações, e discutir os fatores a considerar ao decidir se a tecnologia é adequada para um projeto específico.

2 TECNOLOGIA DE PERFURAÇÃO DE DIRECIONAL COM NÚCLEO

A tecnologia de perfuração direcional com núcleo foi desenvolvida pela empresa norueguesa Devico AS, que hoje faz parte do grupo IMDEX Limited. Consistindo em um barrilete direcional “*wireline*” que corrige e ajusta a trajetória do furo de sondagem. O barrilete de perfuração, DeviDrill, é utilizado apenas quando é necessária uma mudança de direção, enquanto o barrilete de perfuração convencional é utilizado nos trechos retilíneos do furo.

O furo é sempre iniciado com o barrilete convencional e perfurado de maneira contínua até ser necessária uma mudança de direção, seja para corrigir um desvio natural ou para a realização da curva no percurso planejado. A mudança para o direcionamento é feita retirando as hastes de perfuração com o barrilete convencional do furo e substituindo-o pelo direcional. O barrilete direcional foi desenvolvido para funcionar com os mesmos parâmetros e com a mesma sonda (máquina de perfuração) que o barrilete convencional.

Tanto durante a sondagem direcional com núcleo quanto com barrilete convencional, uma amostra de rocha (núcleo) é continuamente recolhida em comprimentos de 3 metros e armazenada em um conjunto de tubo interno que é retirado do furo com um sistema de cabos conhecido como “*overshot*” (pescador).



Figura 1. Devidrill, barrilete direcional com núcleo.

Uma parte importante da perfuração direcional são as medidas de trajetória, também comum conhecidas como perfilagens. Elas são necessárias para compreender onde o furo se encontra e, assim, calcular para onde deve ser direcionado. Por este motivo, a Imdex também fornece instrumentos de perfilagem com seu pacote direcional, juntamente com software para analisar os dados obtidos e planejar a operação da perfuração direcional.

Ferramentas adicionais, como a orientação do núcleo, também podem ser utilizadas para determinar a orientação in-situ da amostra do núcleo recolhida durante o processo de perfuração.

3 APLICAÇÕES DA PERFURAÇÃO DIRECIONAL COM NÚCLEO

A sondagem direcional não se limita a nenhum tipo específico de projeto de túneis, mas é mais frequentemente utilizada quando os túneis são planejados em áreas com geologia complexa, sob áreas urbanas, água ou onde o acesso é restrito.

Quando a geologia é variável ou consiste em zonas menos desejáveis para a construção de túneis, a perfuração de furos individuais a intervalos definidos pode não ser suficiente para obter uma compreensão completa da geologia. O reconhecimento da geologia e geotecnia de um projeto fornece informações cruciais para a concepção e análise de custos, prazos de construção e risco de projetos de engenharia. Existem várias experiências em que os custos e prazos de construção de túneis dobram e triplicam devido à incerteza geológica resultante de pesquisas insuficientes.

O reconhecimento da geologia e geotecnia de um projeto fornece informações cruciais para a concepção e análise de custos, prazos de construção e risco de projetos de engenharia. Existem várias experiências em que os custos e prazos de construção de túneis dobram e triplicam devido à incerteza geológica resultante de pesquisas insuficientes.

Com as amostras contínuas do alinhamento do túnel obtidas com a sondagem direcional, obtém-se uma imagem mais completa da geologia e a adequação do projeto e localização do túnel pode ser determinada com maior certeza, reduzindo o risco geológico.

A capacidade de orientar a trajetória do furo é de valor adicional quando a sonda de perfuração não pode ser alinhada ou posicionada perto do túnel planejado. Por esta razão, a sondagem direcional tem feito parte do programa de pré-investigação da maioria dos túneis submarinos na Noruega e de vários túneis na densamente povoada Hong Kong. Permite que o furo seja iniciado a um ângulo do alinhamento do túnel antes de ser ajustado para correr paralelamente ao alinhamento, conforme ilustrado na Figura 2.

Após a conclusão de um furo, é possível realizar um “*sidetrack*” (ramificação) e desviar um furo de derivação do furo antigo. Se, por exemplo, for encontrada uma zona de falha a 700 metros de profundidade, pode ser iniciado um furo de derivação a 500 m e desviado para o lado ou para baixo do furo existente. A zona de falha é novamente intersectada numa nova localização, sem necessidade de reposicionar o equipamento de perfuração e voltar a perfurar o trecho inicial de 500 m. Isto proporciona uma flexibilidade que acrescenta dados importantes sem afetar gravemente o tempo e o custo do programa de exploração.

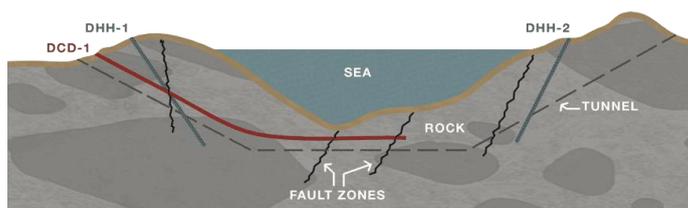


Figura 2. O furo direcional (vermelho) segue ao longo do alinhamento do túnel (pontilhado) e através das mesmas zonas geológicas.

4 VANTAGENS DA PERFURAÇÃO DIRECIONAL COM NÚCLEO

A maior vantagem da sondagem direcional é a amostra de rocha que é recolhida em toda a trajetória do furo e que permite aos engenheiros do túnel obter uma impressão visível das condições do solo. Como se pode ver na figura 4, a localização de anomalias geológicas, fraturas, zonas de falha etc., pode ser facilmente determinada com elevada precisão, enquanto as propriedades mecânicas podem ser testadas diretamente no núcleo. Uma vez que a direção do furo e do túnel é quase idêntica, a magnitude e as propriedades das várias estruturas do solo observadas na amostra também serão as mesmas durante a escavação.

Além disso, pode ser utilizada uma variedade de ferramentas e sondas de fundo de furo para recolher informações geológicas adicionais. Entre estas, contam-se ferramentas de radar e de resistividade para análise estrutural e ferramentas de empacotamento para determinação das propriedades de entrada e/ou saída de água.



Figura 3. Zonas de falhas são fáceis de ser reconhecidas através da amostra de rocha

Durante as seções retas do furo, o núcleo pode ser orientado, de modo que sua posição original na rocha possa ser restaurada à superfície. Obtém-se assim uma imagem real do terreno, conhecendo a direção e a orientação corretas das estruturas rochosas.

O próprio furo de sondagem pode também ser utilizado para revelar informações sobre as condições do solo. Uma variedade de sondas e câmeras foram especialmente concebidas para serem utilizadas em furos de sondagem. Entre elas, contam-se radares de sondagem para análise estrutural, sondas e ferramentas para determinar a entrada ou saída de água, dispositivos de fraturação para medição de tensões na rocha etc.

Com as informações recolhidas a partir da sonda e do furo, a quantidade de calda de cimento e estabilização, bem como as taxas de produção alcançadas, podem ser estimadas mais facilmente e com maior precisão. O conhecimento desses parâmetros permite uma melhor calendarização da construção e uma estimativa mais exata do material necessário para a conclusão. Como resultado, é possível poupar tempo e dinheiro, enquanto a construção pode ser efetuada de uma forma mais segura e a estabilização pode ser mais bem adaptada às propriedades geológicas.

5 CONSIDERAÇÕES TÉCNICAS

5.1 Trajetória do furo

O furo de sondagem direcional pode ser iniciado paralelamente ou em ângulo com o alinhamento planejado do túnel. Isto dependerá da topografia, das infraestruturas e do acesso geral à área. O furo deve ser perfurado através do solo e da sobrecarga com a sondagem normal, e a sondagem direcional pode ser iniciada quando se atinge a formação rochosa.

A perfuração do furo no perfil do túnel planejado é possível, mas geralmente não é desejada. Isto para evitar a criação de uma passagem para a entrada de água no túnel e para reduzir o risco de o equipamento de perfuração eventualmente deixado no furo causar problemas durante a construção.

Na maioria dos casos, é vantajoso manter o furo alguns metros acima do coroamento do túnel, uma vez que esta é a área que geralmente necessita de mais trabalho de estabilização e onde a formação rochosa é de menor qualidade. Nalgumas situações, a perfuração no fundo ou nos lados do túnel pode ser mais vantajosa, por exemplo, em geologia variável, onde formações específicas devem ser evitadas durante a construção.

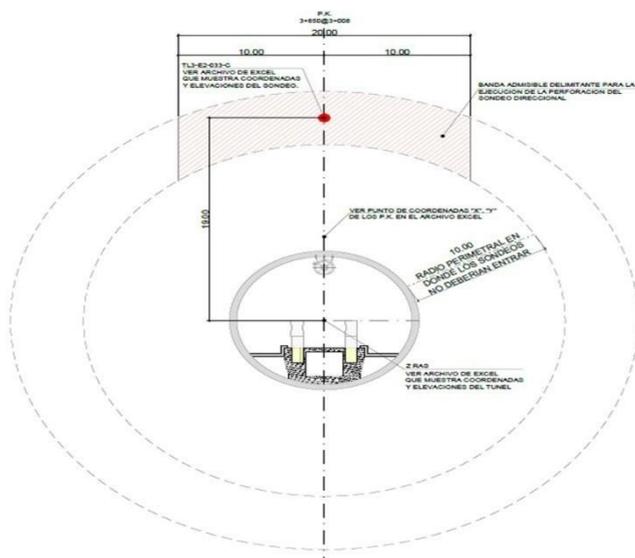


Figura 4. Posicionamento típico do furo de sondagem (ponto vermelho) em relação ao projeto do túnel.

5.2 Precisão e tolerâncias

Enquanto o furo é perfurado ao longo do alinhamento do túnel, o desvio natural fará com que ele se desvie do caminho planejado. Para corrigir o furo de volta ao caminho, o barrilete de perfuração convencional deve ser substituído pelo direcional, como ilustrado na figura 3.

É vantajoso acordar um raio de precisão e tolerância antes de iniciar a perfuração para definir até que ponto o furo pode se desviar da linha central. Normalmente, é aceitável que o furo se mantenha num raio de 5 metros em relação ao plano, embora possam ser utilizadas tolerâncias menores ou maiores.

O raio de tolerância deve ser selecionado com base no que é necessário para recolher dados geológicos suficientes. A seleção de uma tolerância muito pequena exigirá medidas de trajetória mais frequentes e correções direcionais para que o furo se mantenha dentro dele, geralmente aumentando o tempo de produção do furo.

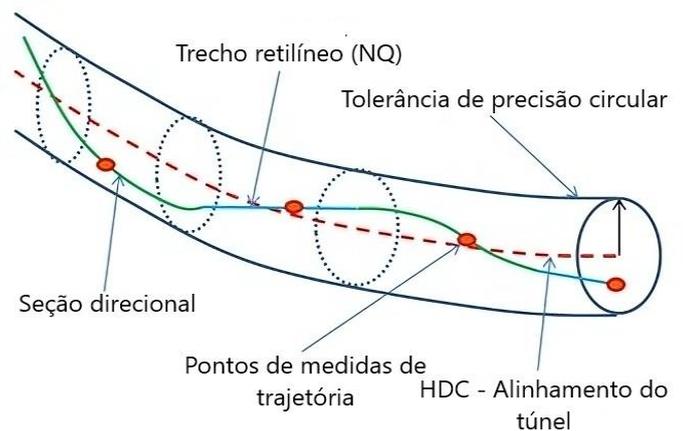


Figura 5. Perfuração direcional e padrão intermitente usada para manter o furo dentro da tolerância de precisão.

5.3 Raio de curvatura

A deflexão de um furo é um processo gradual, realizado com um raio de aproximadamente 200 m. O raio pode ser aumentado, mas geralmente não deve ser reduzido. Um raio maior resultará em menor fricção entre a coluna de perfuração e a parede do furo, facilitando assim o processo de perfuração. Um raio menor conduzirá o furo mais rapidamente para a trajetória planejada, mas um raio demasiado pequeno causará desgaste e potenciais danos nas hastes de perfuração.

O efeito do barrilete de perfuração direcional variará em função da geologia encontrada, e o raio alcançado oscilará sempre acima e abaixo do planejado. É importante fazer levantamentos frequentes para detectar rapidamente se o raio se torna significativamente maior ou menor do que o planejado. Nestes casos, a intensidade de deflexão do barrilete de perfuração direcional deve ser ajustada em conformidade.

5.4 Severidade do “Dogleg” (DLS)

“Dogleg” é o ângulo formado por dois vetores tangentes à trajetória do furo em dois pontos distintos. A severidade do “Dogleg” representa a razão do ângulo (*dogleg*) pelo comprimento perfurado, expresso em graus por 30 metros.

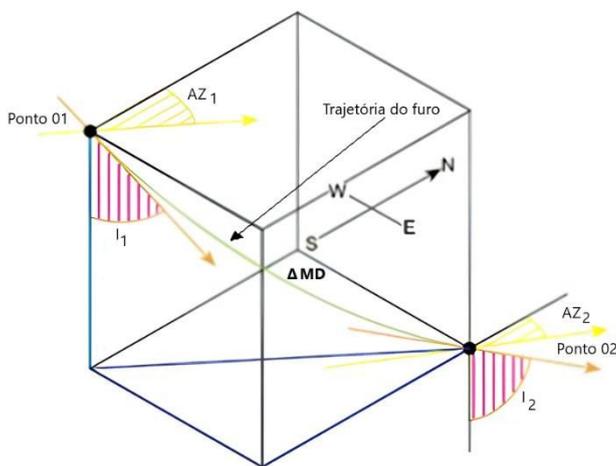


Figura 6. Visualização do *dogleg* e *dogleg severity*.

Onde:

ΔMD = Profundidade medida entre os pontos 1 e 2;

I_1 = Inclinação do vetor tangente ao ponto 1;

I_2 = Inclinação do vetor tangente ao ponto 2;

AZ_1 = Azimute no ponto 1;

AZ_2 = Azimute no ponto 2;

A equação da DLS (*Dogleg Severity*) é representada a seguir na equação 1:

$$DLS = (11111/\Delta MD) \text{cccccc}^{-1}\{\{\text{ccssss } I_1 \times \text{ccssss } I_2\}\}[\{\text{ccssss } AZ_1 \times \text{ccssss } AZ_2\} + (\text{cccccc } AZ_1 \times \text{cccccc } AZ_2)] + (\text{cccccc } I_1 \times \text{cccccc } I_2) \quad (1)$$

5.5 Ângulo inicial

Geralmente, o furo é iniciado com um ângulo em relação ao alinhamento planejado para o túnel, e a perfuração direcional é utilizada desde o início para guiá-lo no caminho desejado. Um ângulo mais acentuado, ou seja, mais perpendicular, levará o furo mais rapidamente para o alinhamento do túnel, mas também exigirá que a perfuração direcional seja iniciada mais cedo e dure mais tempo para girar a quantidade adicional de graus.

Devido a isso, um furo direcional raramente é iniciado a mais de 45 graus da direção do alinhamento do túnel, e mais plano se a posição inicial estiver próxima do alinhamento planejado. Se o ângulo for demasiado acentuado ou se a correção for iniciada tardiamente, não será possível corrigir o furo a tempo.

A correlação entre o ângulo inicial, a distância até ao alinhamento e o comprimento de correção é apresentada na figura abaixo. A título de exemplo, se o furo for iniciado com uma inclinação de -20 graus, serão necessários 75 metros de sondagem direcional para corrigir o furo para a horizontal. Durante a secção direcional, o deslocamento vertical do furo será de cerca de 12 metros.

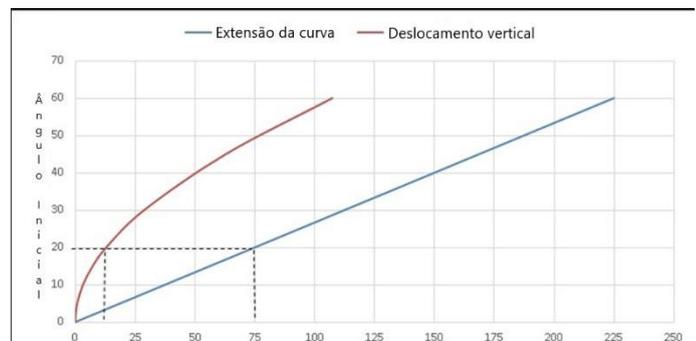


Figura 7. Correlação entre o ângulo inicial, o deslocamento vertical e o comprimento direcional.

6 LIMITAÇÕES

6.1 Informações geológicas fora do alinhamento do túnel

Do mesmo modo que um furo de sondagem vertical fornece informações limitadas sobre a geologia ao longo do eixo do alinhamento do túnel, um furo de sondagem direcional recolherá menos informações sobre a geologia perpendicular ao eixo do túnel. Para encontrar as dimensões de uma zona geológica específica ou para encontrar a espessura da cobertura

rochosa, são necessárias técnicas de investigação adicionais.

Para obter uma perspectiva completa da formação rochosa, é típico combinar o programa de sondagem direcional com métodos geofísicos e/ou outros tipos de técnicas de perfuração. Entre os métodos geofísicos comuns contam-se a sísmica de superfície para obter um conhecimento geral da geologia antes da perfuração e a tomografia do furo à superfície para um registo mais detalhado após a conclusão da perfuração. Podem também ser utilizados outros métodos de perfuração para verificar a profundidade da cobertura sedimentar e a perfuração vertical, se necessário.

6.2 Extensão do furo direcional

O comprimento típico dos furos de sondagem controlados direccionalmente no âmbito da investigação geotécnica de túneis fica entre 700 e 800 metros aproximadamente. No entanto, já foram realizados furos tão curtos quanto a 150 metros e outros com comprimentos até superiores a 1500 metros. Teoricamente, é possível realizar furos ainda mais longos com uma sonda de perfuração suficientemente potente e um direcionamento com *dogleg* moderado, mas é importante considerar a perspectiva de tempo de execução.

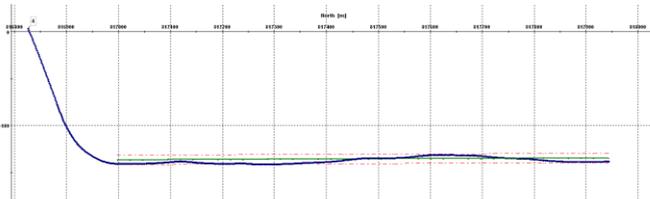


Figura 8: Furo perfurado em Hong Kong com 1250 m de comprimento com inclinação inicial de -45 graus.

Quanto mais longo for um furo, mais tempo é gasto para manobrar o equipamento para dentro e fora do furo, assim como para recuperar as amostras de núcleo ou substituir a broca de perfuração, com isso menos tempo é dedicado à perfuração gerando uma diminuição na quantidade de metros furados por dia. Passar por condições de solo incompetentes também se torna mais difícil e demorado à medida que a profundidade aumenta. Em vez de perfurar um furo muito longo, muitas vezes pode ser mais eficiente perfurar dois furos mais curtos, cobrindo a mesma área.

6.3 Diâmetro do furo de sondagem e diâmetro da amostra de rocha

A tecnologia de perfuração direcional está atualmente disponível no tamanho de furo padrão “N”, proporcionando um diâmetro externo de furo (OD) de 76 mm. Embora os furos sejam normalmente iniciados com um tamanho maior, é mais complexo e atípico aumentar e continuar com tamanhos maiores depois de ter sido feito um corte direcional.

Durante a perfuração normal, o diâmetro da amostra será de cerca de 48 mm e de 31,5 mm durante a perfuração direcional. Uma vez que existem mais sistemas de teste para o núcleo padrão de tamanho N, é geralmente preferível utilizar o núcleo padrão em zonas de maior interesse, por exemplo, zonas de falha. As zonas de falha podem também causar uma redução na taxa de produção e afetar a recuperação do núcleo do sistema de sondagem direcional, o que constitui mais uma razão para que estas sejam perfuradas com sondagem padrão sempre que possível.



Figura 9. Diâmetro da amostra durante a execução da curva é de 31.5mm.

7 ESTUDOS DE CASO

7.1 Túnel do Navio - Noruega

Ao longo da costa norueguesa, o mar ao largo da península de Stad é conhecido por ser particularmente difícil para o transporte de navios. Devido à sua natureza exposta e às condições climatéricas adversas, os navios que passam podem esperar dias de atraso à espera de melhores condições para navegar em segurança através da zona.

Já há 150 anos foi proposta a construção de um túnel para navios para proporcionar uma rota mais segura e eficiente, tendo sido realizados programas de investigação preliminares com sondagens desde os anos 2000 até 2015. Para obter uma melhor

compreensão da geologia e das necessidades de estabilização, foi proposto perfurar ao longo de todo o alinhamento do túnel de 1,7 km de comprimento. Em 2019, foram iniciados dois furos de sondagem direcionados horizontais para mapear as condições do solo na porção superior da seção do percurso planejado do túnel, um de cada lado da península, apontando um para o outro.

Devido aos comprimentos e aos requisitos para a deflexão máxima permitida da trajetória planejada do furo, a perfuração direcional foi selecionada como método para garantir que os furos fossem mantidos dentro das tolerâncias planejadas. Durante o programa de pré-investigações, os furos foram continuamente inspecionados e orientados várias vezes devido às elevadas taxas de desvio natural durante a perfuração com núcleo padrão.

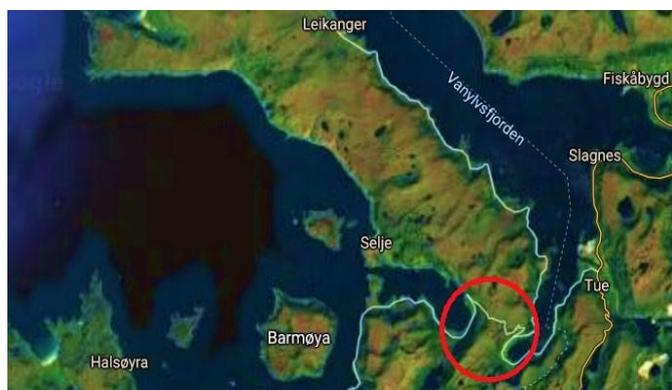


Figura 10. A localização proposta do túnel do navio.

Os furos horizontais resultaram em uma compreensão melhor e mais precisa da formação rochosa e da sua qualidade, levando a uma redução significativa do custo de construção estimado, bem dentro dos limites exigidos pelo plano de transporte do governo norueguês.

7.2 Túnel de Romsdalsfjord

O governo norueguês tem o objetivo a longo prazo de desenvolver uma rodovia costeira para eliminar o uso dos “ferries”, a E39, de Kristiansand, no Sul, até Trondheim, no Norte. No caminho, há vários fiordes e ilhas que devem ser atravessados com pontes e túneis submarinos. Um desses túneis submarinos planejados é a travessia do Romsdalsfjord, nos arredores da cidade de Molde.

As condições do solo foram investigadas com levantamentos sísmicos, que indicaram várias zonas de fraqueza ao longo do alinhamento planejado para o túnel. Para obter uma compreensão completa da

geologia, foi proposta a realização de quatro furos horizontais: dois de cada lado e dois de uma ilha intermediária.



Figura 11. Duas plataformas de perfuração (sondas) trabalhando na ilha.

O trabalho de perfuração começou em 2015, utilizando a perfuração direcional para direcionar os furos de um ângulo inclinado de -45° para um ângulo quase horizontal acima do alinhamento planejado do túnel. Devido ao comprimento significativo dos furos, a curvatura foi realizada de maneira mais suavidade (*dogleg* reduzido) para evitar fricção e desgaste desnecessário na coluna de perfuração.

Após a conclusão, todos os quatro furos foram efetuados a mais de 1100 metros de comprimento, sendo que dois ultrapassaram os 1600 metros e estão entre os furos mais longos com orientação horizontal realizados até à hoje.

O programa de perfuração direcional com núcleo revelou-se muito valioso, descobrindo e recuperando material de zonas fracas ao longo do trajeto do túnel. Registros de testemunhos, testes laboratoriais e medições de perdas de água tornaram possível criar uma descrição detalhada das zonas de falha e estimar o influxo de água. Após a conclusão da perfuração, foram realizados ensaios geofísicos de furo a furo para coletar mais detalhes sobre a geologia e a face da rocha.

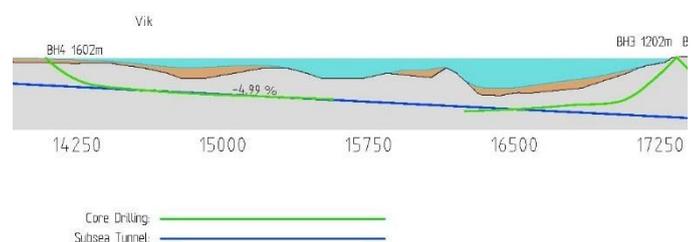


Figura 12. Perfil de dois dos furos perfurados sob Romsdalsfjorden.

7.3 Túnel de Eagle's Nest

No âmbito da construção da estrada 8, que liga os Novos Territórios a nordeste, Kwai Ching e o aeroporto de Hong Kong, foi necessário construir um túnel através do monte Eagle's Nest. A seção de tráfego intenso exigia um túnel duplo com mais de 2 km de comprimento e três vias em cada sentido.

Quando os túneis foram planejados, havia pouca informação geológica disponível sobre a colina do Ninho da Águia, pelo que foi necessário realizar uma exploração geotécnica exaustiva antes de iniciar a construção. Como parte desta exploração, os engenheiros dos túneis sugeriram a formação de um furo de sondagem direcional entre os túneis gêmeos com coleta contínua de amostras de rocha. Esperava-se que a informação proveniente de tal sondagem pudesse reduzir significativamente o risco de se encontrarem condições de construção imprevistas e melhorar as análises de estabilidade global.

Foram realizados dois furos direcionais, um a partir do portal norte e outro a partir do sul. O espaço disponível entre os túneis gêmeos era de cerca de 20 m, pelo que os engenheiros permitiram um raio de segurança de 8 m para que o furo direcional avançasse entre os alinhamentos dos túneis. Com este raio, o furo nunca entraria na trajetória proposta para o túnel e, se ocorresse alguma situação especial, como hastes de perfuração deixadas no furo ou falha no processo de "backfill grouting", isso não interferiria com a construção subsequente do túnel. A Figura 5 ilustra a posição da margem de segurança em relação aos túneis gêmeos.

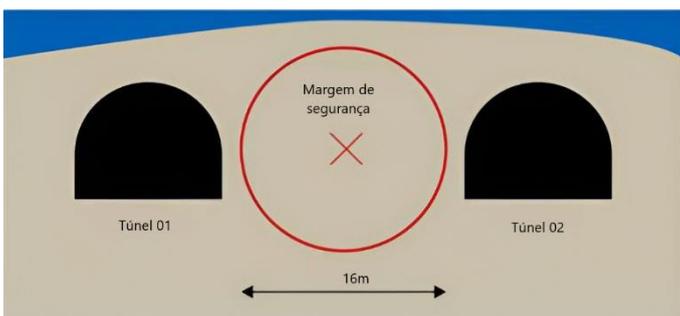


Figura 13. A margem de segurança tinha um raio de 8 m entre os dois túneis gêmeos.

Durante os trabalhos de perfuração, o furo direcional encontrou uma zona de falha grave que chamou a atenção do engenheiro responsável pelo projeto do

túnel. Para obter mais informações sobre a zona, foram realizados ensaios de vazão de entrada de água. A análise dos ensaios de núcleo e de vazão levaram à concepção de uma série de planos de injeção de pressão. Como resultado dessas ações, foi detectado apenas um pequeno aumento da entrada de água quando a operação de perfuração e detonação passou pela zona. Concluiu-se que o risco de falha da rocha e de influência da água subterrânea tinha sido drasticamente reduzido pelos conhecimentos adquiridos com a perfuração direcional.

Quando a perfuração terminou, os dois furos tinham um comprimento total de 1.650 m, dos quais 1.150 m a partir do portal norte e 500 m a partir do Sul (ver figura 6). Devido à trajetória fortemente curva do túnel, cerca de 40% do comprimento dos furos teve de ser guiado com o barrilete de perfuração direcional *DeviDrill* para se manter dentro do limite de segurança.

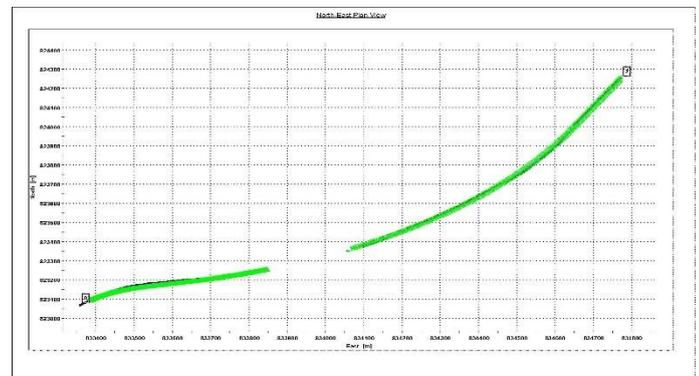


Figura 13. Dois furos foram suficientes para explorar as condições do solo nos túneis de 2 km de comprimento

8 CONCLUSÕES

A sondagem direcional fornece aos engenheiros de projeto informações detalhadas e de qualidade da geologia ao longo da trajetória do túnel. O núcleo recolhido pode ser estudado e testado, e podem ser obtidas informações valiosas sobre as condições do solo ao longo de um alinhamento de túnel planejado ou de outros espaços subterrâneos. A coleta de uma amostra contínua do núcleo reduz o risco de encontrar condições de solo desconhecidas e melhora a estimativa das medidas de estabilização necessárias.

Com o controle direcional da trajetória de perfuração, é possível alcançar e obter informações de locais que, de outra forma, seriam difíceis de acessar, como por

exemplo aqueles sob o leito marinho, infraestruturas ou limitações geográficas.

O furo direcional pode ser utilizado em conjunto com outros métodos de investigação para fornecer dados adicionais de alta qualidade, como tomografia furo-superfície e testes de empacotamento.

A utilização considerável da perfuração direcional em Hong Kong por exemplo é uma consequência dos resultados comprovados desta tecnologia. Tornou-se bem conhecida na região e os engenheiros de túneis estão bem cientes das capacidades que apresenta e do valor dos resultados que obtém. Assim como Hong Kong a Noruega possui uma posição semelhante, onde a perfuração direcional com núcleo é considerada para exploração em quase todos os grandes projetos de túneis.

9 REFERÊNCIAS

Brook, C. 2013 *Investigação Horizontal Direcional do Solo – Reduzindo os Riscos de Túneis Minimizando a Incerteza Geológica*. Hulme Prize Competition - Sociedade de Construção Subterrânea e Túneis (Singapore).

Carden, S. R.; Grace, D. R. 2007. *Perfuração horizontal e direcional*. OGCI Company, LLC, PetroSkills,

Lindhjem, R. 2007. *Vantagens económicas da utilização do método Devico para sidetracking e sondagem direcional com núcleo na exploração de furos profundos*. Tese de mestrado, NTNU.

Lindhjem, R., e Tai, C. 2009. *Perfuração direcional para exploração geotécnica*. Actas da Conferência de Túneis de Hong Kong 2009, IOM3 (Filial de Hong Kong), Hong Kong, pp. 27-34.

NPRA. 2017. *Melhores montanhas sob o Romsdalsfjord*. Artigo do arquivo de notícias do projeto NPRA E39 Romsdalsfjorden

Reynolds, P. 2019. *Norway trims ship tunnel costs*. Artigo por TunnelTalk.

Rødal, H.K. 2016. *Utilidade da perfuração de núcleo controlada para o planeamento do E39 em um túnel sob*

o Romsdalsfjord. Tese de mestrado. NTNU. Departamento de Geociências e Petróleo.

Rocha, L. A. S. et al. 2008 *Perfuração Direcional*. 2. Ed. Rio de Janeiro: Interciência: Petrobrás.

Particularidades na caracterização geológico-geotécnica e definição do modelo para escavação com TBMs fechadas

Daniela Garroux G. de Oliveira

Garroux Consultoria Ltda, São Paulo, Brasil

RESUMO: A definição do modelo geológico-geotécnico é essencial em qualquer projeto de infraestrutura. Nesse modelo, o subsolo é investigado, caracterizado e compartimentado em classes de comportamento similar, para então se estimar a interação do maciço-obra para cada classe. A abordagem utilizada em um tipo de obra não necessariamente funcionará para outra, já que o modelo deve focar os parâmetros mais relevantes para a obra em questão. No caso de escavação com máquinas tuneladoras fechadas, por exemplo, a distribuição granulométrica do material da face do túnel possui um peso maior do que outras propriedades, como o N_{SPT} . Resume-se, aqui, as principais propriedades quando se escava um terreno específico com um escudo fechado, considerando melhores práticas de projeto e, particularmente, a publicação do DAUB (2021). Esse artigo busca motivar uma discussão de como os modelos geológico-geotécnicos são definidos em escavações mecanizadas, e, sobretudo, como unidades geológicas poderiam ser ajustadas para melhor atingir os objetivos de uma apropriada caracterização. Finalmente, sugere-se a criação de um grupo de trabalho para discutir a questão e considerar a elaboração de uma recomendação técnica.

1 INTRODUÇÃO

Escudos¹ fechados são aqueles onde se faz necessário fornecer uma pressão na frente de escavação devido a potencial instabilidade do terreno. A premissa é sempre a mesma, o processo de escavação na frente da máquina deve promover a estabilidade da face do túnel, sendo que cada máquina o faz de maneira distinta, possuindo uma faixa ideal de aplicação, com possível extensão desta. No processo de escolha da TBM em um projeto de túnel, investiga-se e caracteriza-se o subsolo, definindo-se assim o modelo geológico-geotécnico. O objetivo principal dessa sequência é estimar a interação maciço-TBM, calculando respectivas taxas de avanço, desgaste das ferramentas, riscos potenciais, e, sobretudo, medidas

de mitigação, para que o processo seja otimizado, reduzindo riscos de acidentes. Em etapas seguintes de projeto, essa mesma lógica de escolha deve ser continuamente verificada e questionada, conforme se detalha mais o terreno com investigações posteriores. Caso necessário, modificações e ajustes na máquina podem ainda ser realizados antes do início da escavação.

Os detalhes desse processo de escolha e posterior detalhamento para cada máquina fechada são aqui descritos, focando principalmente nessa interação maciço-máquina. A caracterização e respectivo modelo de subsolo devem focar nos parâmetros mais relevantes para que uma escavação adequada aconteça. A definição desse modelo de solo é de extrema importância, pois permite o agrupamento de

¹ Os termos escudo, tuneladora, máquina e TBM são aqui utilizados como sinônimos.

materiais a serem escavados de uma forma que agrupe grupos semelhantes, denominados aqui de áreas homogêneas ou classes. Essas áreas devem ter em comum um conjunto de propriedades geológico-geotécnicas que implicarão em comportamento semelhante frente à escavação. Esse artigo apresenta práticas que baseiam esse processo de seleção de classes de escavação, apontando os principais aspectos que devem ser considerados continuamente em um projeto, desde a escolha da máquina até o seu avanço. Alguns cenários são ilustrados para promover um espaço de discussão no meio técnico.

2 TIPOS DE MÁQUINAS DE ESCUDO FECHADO E SEU FUNCIONAMENTO

Aqui se utiliza a classificação de tipos de máquinas tuneladoras sugerida pela publicação do Comitê Alemão de Túneis, DAUB (2021). Nessa classificação, as máquinas de escudo fechado são a de Frente Balanceada (EPB, Figura 1), a de lama (Slurry Shield ou Mixshield, Figura 2) e a de Densidade Variável (Figura 3). Adicionalmente, existem as máquinas de modo múltiplo (Multimode) que podem ter a combinação de mais de um tipo de TBM. Há também as máquinas modificadas e criadas particularmente para um projeto, sem poder ser necessariamente chamada pelo tipo de base, pois o processo de escavação e transporte de material ocorre de forma particular. Alguns exemplos das modificadas são: a EPB que escavou a Linha 4 do Rio de Janeiro, com um sistema único de injeção de bentonita (Maidl et al. 2016), a EPB utilizada no México com um sistema de bombeamento do material escavado (“muck pumping”, Oliveira et al. 2022), e a TBM que atualmente escava embaixo do rio Fraser, em Vancouver, Canadá. Esse artigo excluirá considerações sobre essas máquinas modificadas e as propriedades esperadas do material de escavação, já que são exceções.

Abaixo segue um resumo sucinto de cada uma das máquinas fechadas.

2.1 Máquina EPB – Frente Balanceada

A Figura 1 é um corte esquemático com os principais elementos de uma máquina EPB. Segundo Oliveira & Peev (2022), para manter o suporte da face do túnel, a EPB se utiliza do próprio material escavado, frequentemente acrescido de aditivos, assim como a velocidade do parafuso sem fim e o quanto a máquina avança para a frente, através de macacos hidráulicos. Por isso se chama frente balanceada, pois é justamente com o balanço entre estes três elementos, material escavado e condicionado, velocidade de giro do parafuso sem fim e avanço da máquina por macacos hidráulicos, que o túnel é escavado sem haver perda de pressão e, consequentemente, sem perdas de solo e recalques na superfície. No processo de escavação, o material é escavado pela cabeça de

corte e simultaneamente aditivos são adicionados na frente do túnel, como água, espumas e polímeros. Esse processo é denominado condicionamento de solo, realizado, pois os materiais escavados devem possuir certas propriedades para que o mecanismo do balanceamento da frente funcione adequadamente. Lentamente o material condicionado se dirige até o parafuso sem fim, onde a pressão vai diminuindo até sair na válvula de descarga no final do sem-fim. O material é então transportado por correias transportadoras ao longo do backup e do túnel já construído, até a superfície, sendo então devidamente descartado.

Segundo Oliveira & Aguiar (2021), a questão do condicionamento do solo é um dos fatores mais desafiantes nesse tipo de máquina, já que um material não condicionado corretamente pode afetar a pressão de frente, causar paradas não programadas, assim como prejudicar seu transporte e bota-fora do material. O principal objetivo desse processo de mistura do material escavado com aditivos, o condicionamento de solo, é alterar as características desse material para que funcione melhor como um anteparo para a estabilidade da frente do túnel. O material condicionado ainda terá que ser transportado por correias, que geralmente são inclinadas, e posteriormente, depositado, havendo ainda a possibilidade de sua reutilização. Até mesmo o dimensionamento das correias transportadoras deve considerar o material escavado e condicionado, ou seja, suas propriedades reológicas, como detalha Wehrmeyer & Oliveira (2020).

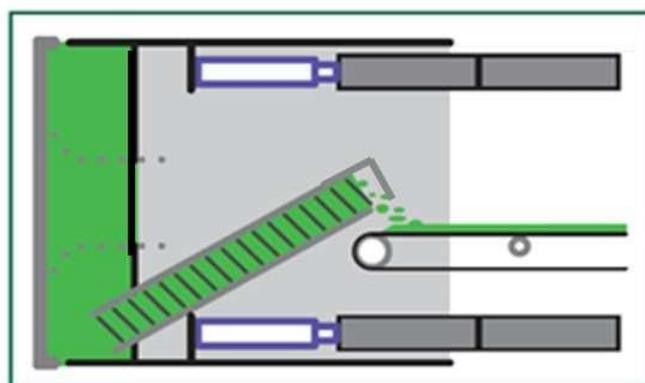


Figura 1 – Esquema da máquina EPB – Frente Balanceada (modificado de DAUB 2021).

2.2 Máquina de lama - Slurry/Mixshield

A Figura 2 exemplifica uma máquina de lama, também conhecida como Mixshield. Na máquina de lama, o que mantém a pressão de frente é a combinação da lama bentonítica e da bolha de ar. Nessa máquina, diferentemente de uma EPB, há duas câmaras de escavação, a frontal que fica cheia de lama e a traseira, onde fica a bolha de ar. Nem sempre haverá duas câmaras, principalmente no caso de máquinas menores e que escavarão com uma pressão

confinante menor. Da mesma forma que em uma EPB, os macacos hidráulicos também empurram a máquina para frente, se retraindo na montagem do anel. Em uma máquina de lama se faz necessária a instalação de uma planta de separação na superfície, tanto para produção e armazenamento da lama bentonítica, quanto para a separação do material escavado que fica misturado nessa lama.

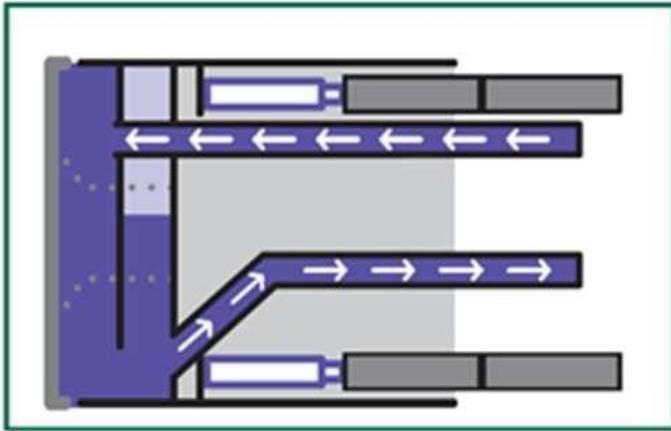


Figura 2 – Esquema da máquina da lama – mixshield (DAUB 2021).

A lama é trazida até a câmara de escavação por tubulações e bombas. Ela vai se misturando com o material escavado pelas ferramentas de corte da cabeça de corte, e tanto lama quanto material, misturados, vão sendo retirados pela tubulação de saída, também com ajuda de bombas. A bolha de ar contribui para o ajuste da pressão de frente. O controle da pressão de frente em máquinas de lama é bem mais simples e mais preciso do que em uma EPB, sendo que, segundo a opinião de um operador com mais de vinte anos de experiência, a máquina de lama é bem mais fácil de ser operada do que uma EPB.

Uma questão essencial nesse sistema é o processo na planta de separação, onde o material escavado é separado da lama, através de esteiras para o material mais grosso e de centrífugas, para o mais fino. A separação do material mais fino pode ser difícil, ainda mais se há presença de minerais argilosos expansivos, sendo necessária a utilização de aditivos para auxiliar nesse processo. A lama, quando limpa e mantendo suas propriedades, pode ser reutilizada na escavação, caso contrário, deverá ser descartada.

Aqui, ao invés do condicionamento do solo como na EPB, é a qualidade da lama que é o foco maior, assim como suas propriedades, sendo ajustada de acordo com a distribuição granulométrica do material escavado. Se há muito material fino que ao ser escavado se desintegra na lama, há uma perda grande nas propriedades desta. Em alguns casos, é possível alguns avanços utilizando apenas água, entretanto, como verificado por alguns autores, mesmo na escavação de finos, utilizar uma lama bentonítica com

baixa concentração de argila funciona melhor do que escavar com água (Fillibeck et al. 2023).

2.3 Máquina de densidade variável

A máquina de densidade variável é um equipamento relativamente novo quando comparado aos dois outros tipos anteriores (Burger 2014). Foi utilizada em Kuala Lumpur para ajudar com os problemas de terreno cárstico. Essa máquina vem sendo continuamente otimizada e modificada. É bem similar a uma máquina de lama, possuindo duas câmaras e a bolha de ar, quando utilizado no modo de lama bentonítica. A Figura 3 ilustra esquematicamente essa máquina. Nessa máquina também há um parafuso sem-fim e permite a escavação em diversos modos, porém, em todos, o material escavado passará primeiramente pelo parafuso, antes de passar por uma caixa que rompe os pedaços maiores do material escavado, antes de enviar para uma tubulação semelhante à da máquina de lama.

É possível escavar sem a lama quando o material assim permite, entretanto, geralmente se prefere utilizar a lama. Também é possível utilizar uma lama de alta densidade, o que é o principal diferencial dessa máquina, ampliando o campo de aplicação para granulometrias mais grosseiras. Essa lama de alta densidade permite que terrenos mais permeáveis possam ser escavados, até mesmo com alguns espaços vazios, como foi o caso de Kuala Lumpur. E ao contrário da Multimode, a máquina de densidade variável permite mudar de modo em apenas algumas horas, sem a necessidade de ter espaço de intervenção (poço ou estação). Por ser uma máquina mais complexa, é mais custosa, não sendo a preferida na maioria dos projetos, mesmo que o fato de se ter a lama de alta densidade poderia ser uma vantagem.

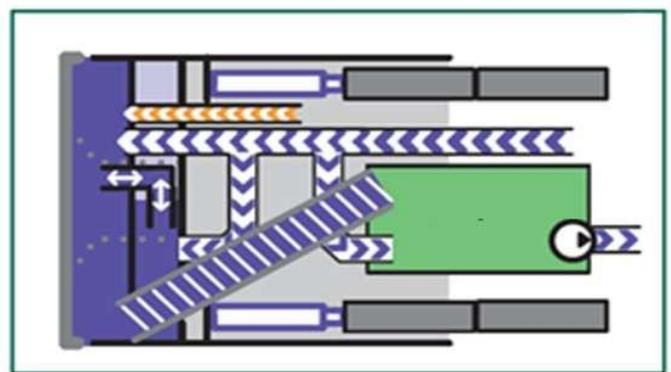


Figura 3 – Esquema da máquina de densidade variável (DAUB 2021).

2.4 Máquina de modo múltiplo – Multimodo

As máquinas de modo múltiplo são combinações entre distintos tipos, por exemplo, como no trecho norte da Linha 6 de São Paulo, um Escudo Singelo combinado com uma EPB, onde o material pode ser retirado diretamente por esteiras sem ter que passar

pelo parafuso sem-fim, o que reduz o desgaste desse componente e até mesmo o seu possível rompimento no caso de escavações em material rochoso. Há máquinas combinadas entre EPB e lama, ou lama e escudo singelo. O princípio do modo fechado segue o mesmo que suas semelhantes descritas anteriormente. O que é essencial de se mencionar é que mudar de um modo para outro não é tão simples e rápido como na densidade variável. É necessário o espaço para essa mudança, por exemplo, uma estação ou poço, o que limita bastante o ajuste do modo conforme o subsolo se altera, caso a máquina esteja já no túnel. O tempo para essa mudança também é maior que na densidade variável.

3 CRITÉRIOS PARA PROJETO

Como já mencionado, desde a escolha da máquina até durante o estágio executivo, o material deve ser continuamente caracterizado, definindo-se e fazendo uma retroanálise dos parâmetros de escavação tendo faixas de aplicação das máquinas como base. Esse processo lógico é principalmente relevante para se definir o condicionamento do solo e/ou as propriedades reológicas da lama bentonítica. Se esse processo é realizado na tentativa-e-erro, apenas contando com a experiência do operador e do engenheiro de turno, as chances de erros são maiores. Em oposição, se há uma investigação do material escavado, sua apropriada caracterização e definição do modelo geológico-geotécnico e, além disso, da caracterização da interação material a ser escavado e respectivo condicionamento ou lama de escavação, os resultados são otimizados, diminuindo perdas desnecessárias, uso incorreto de aditivos e até mesmo recalques e colapsos.

Para auxiliar todo esse processo, o DAUB sugere um conjunto de diagramas contendo propriedades geotécnicas tanto para solo como para rocha versus cada tipo de máquina. Além desses diagramas e respectivas propriedades, incluem-se aqui características de comportamento geotécnico relevante nas escavações com máquinas tuneladoras fechadas, como o potencial de clogging, a abrasividade e a ocorrência de faces mistas.

3.1 Diagramas de escolha do tipo de TBM

As Figuras 4 a 7 são referentes aos diagramas propostos pelo DAUB em uma publicação de escolha do tipo de máquina de 2021. São apresentados os diagramas de solo e rocha apenas para as máquinas EPB e de lama. Há pouca diferença entre o diagrama da máquina de lama e a de densidade variável, portanto, no caso de uso de uma densidade variável o diagrama original deve ser consultado. E para as Multimodos dependerá da combinação do tipo de máquinas.

Parâmetros geotécnicos	EPB Solo	Principal campo de aplicação			
		+		0	
		Aplicação estendida		Aplicação limitada	
Conteúdo de finos (< 0,06 mm) [%]	< 5%	5 - 15%	15 - 40%	> 40%	
Permeabilidade k [m/s]	muito alta	alta	permeável	baixa	
	> 10 ⁻²	10 ⁻² - 10 ⁻⁴	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁶	< 10 ⁻⁶	
Consistência (Ic)	muito macio	macio	rijo	muito rijo	duro
	0 - 0,5	0,5 - 0,75	0,75 - 1,0	1,0 - 1,25	1,25 - 1,5
Desidade relativa	denso	medianamente denso		solto	
	+	+		+	
Pressão confinante [bar]	0	1 - 4		4 - 7	7 - 15
	+	+		+	+
Potencial de inchamento	nenhum	pouco	meio	alto	
	+	+	o	+	
Abrasividade (conteúdo de quartzo equivalente) [%]	0 - 5	5 - 15	15 - 35	35 - 75	75 - 100
	+	+	+	+	+

+ Adequado o Possível - Inadequado

Figura 4 – Diagrama com parâmetros de campo de aplicação para máquina EPB para escavação em solo (traduzido e modificado de DAUB 2021).

Parâmetros geotécnicos	EPB Rocha	Principal campo de aplicação				
		+		0		
		Aplicação estendida		Aplicação limitada		
Resistência a compressão uniaxial [MPa]	0 - 5	5 - 25	25 - 50	50 - 100	100 - 250	> 250
Designação da qualidade da rocha (RQD)	muito baixo	baixo	médio	bom	excelente	
	< 25	25 - 50	50 - 75	75 - 90	> 90	
Qualidade do maciço rochoso (RMR)	muito baixo	baixo	médio	bom	excelente	
	< 20	20 - 40	40 - 60	60 - 80	> 80	
Fluxo d'água por 10m de túnel (l/min)	0	0 - 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
	o	o	o	o	o	
Abrasividade (CAI)	extremamente baixo	muito baixo	baixo	médio - alto	muito alto	
	0,1 - 0,5	0,5 - 1	1 - 2	2 - 4	4 - 6	
Potencial de inchamento	nenhum	pouco	meio	alto		
	+	+	o	+		
Pressão confinante [bar]	0	1 - 4		4 - 7	7 - 15	
	+	+		+	+	

+ Adequado o Possível - Inadequado

Figura 5 - Diagrama com parâmetros de campo de aplicação para máquina EPB para escavação em rocha (traduzido e modificado de DAUB 2021).

Parâmetros geotécnicos	TBM Lama Solo	Principal campo de aplicação			
		+		0	
		Aplicação estendida		Aplicação limitada	
Conteúdo de finos (< 0,06 mm) [%]	< 5%	5 - 15%	15 - 40%	> 40%	
Permeabilidade k [m/s]	muito alta	alta	permeável	baixa	
	> 10 ⁻²	10 ⁻² - 10 ⁻⁴	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁶	< 10 ⁻⁶	
Consistência (Ic)	muito macio	macio	rijo	muito rijo	duro
	0 - 0,5	0,5 - 0,75	0,75 - 1,0	1,0 - 1,25	1,25 - 1,5
Desidade relativa	denso	medianamente denso		solto	
	+	+		+	
Pressão confinante [bar]	0	1 - 4		4 - 7	7 - 15
	+	+		+	+
Potencial de inchamento	nenhum	pouco	meio	alto	
	+	+	o	+	
Abrasividade (conteúdo de quartzo equivalente) [%]	0 - 5	5 - 15	15 - 35	35 - 75	75 - 100
	+	+	+	+	+

+ Adequado o Possível - Inadequado

Figura 6 - Diagrama com parâmetros de campo de aplicação para máquina de lama para escavação em solo (traduzido e modificado de DAUB 2021).

Os diagramas foram traduzidos e modificados, usando um padrão de cores para se chamar mais a atenção do que o original, elaborado em distintos tons de cinza. Uma cor verde significa que a máquina em questão está dentro do seu principal campo de aplicação, sendo que haverá menor necessidade de se utilizar aditivos, ou fazer quaisquer tratamentos de maciço. Já a cor laranja indica atenção, sendo que dentro desse intervalo a escavação deverá proceder com atenção, considerando medidas mitigadoras

como uso extenso de aditivos e tratamentos. Agora, no caso da cor vermelha, a máquina não foi desenhada para escavar esse tipo de solo/rocha, portanto, está fora do seu campo de aplicação. Sendo uma faixa reduzida de escavação fora do campo de aplicação, um tratamento de maciço pode ser considerado para evitar grandes perdas de solo, caso contrário, o projeto certamente sofrerá com a incorreta escolha da máquina.

Parâmetros geotécnicos	TBM Lama		Principal campo de aplicação				
	Rocha	+	Aplicação estendida				
		o	Aplicação limitada				
Resistência a compressão uniaxial [MPa]	0 - 5	5 - 25	25 - 50	50 - 100	100 - 250	> 250	
Designação da qualidade da rocha (RQD)	o	o	o	o	o	o	
Qualidade do maciço rochoso (RMR)	o	o	o	o	o	o	
Fluxo d'água por 10m de túnel (l/min)	0	0 - 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
Abrasividade (CAI)	extremamente baixo	baixo	muito baixo	baixo	médio - alto	muito alto	
Potencial de inchamento	nenhum	pouco	médio	alto			
Pressão confinante [bar]	0		1 - 4		4 - 7	7 - 15	

+ Adequado o Possível - Inadequado

Figura 7 - Diagrama com parâmetros de campo de aplicação para máquina de lama para escavação em rocha (traduzido e modificado de DAUB 2021).

Muitos dos parâmetros mencionados são correlacionáveis, como, por exemplo, a permeabilidade e o conteúdo de finos. Um menor conteúdo de finos implica em uma maior permeabilidade.

O potencial de inchamento não está necessariamente correlacionado com o potencial de clogging, já que há solos que reagem com água e incham, ser ter minerais argilosos expansivos. A consistência, por sua vez, está relacionada com os valores de N_{SPT} , conforme menciona Thewes (1999).

É importante ressaltar que essas propriedades são do trecho específico da face do túnel, não o material acima desse. O material acima, assim como cobertura, condições de tensão, existência de edificações ou interferências, espaço urbano ou rural, são condições que também devem ser consideradas para a análise de estabilidade da face do túnel, porém não serão aqui tratadas.

E, finalmente, esses diagramas deveriam funcionar como um guia de quais propriedades geotécnicas devem fazer parte da campanha de investigações. Para se definir a consistência dos solos, por exemplo, é necessário se obter o teor de umidade natural. O ideal, para tal, seria a coleta de blocos indeformados e, caso não seja possível, uma amostragem cuidadosa desse parâmetro em testemunhos de sondagem.

3.2 Principais interações a serem consideradas

Além das propriedades descritas nos diagramas, há três outras essenciais de serem devidamente

caracterizadas na face do túnel a ser escavado. A seguir essas são apresentadas.

3.2.1 Potencial de clogging

O potencial de clogging é a tendência que materiais com argilominerais possuem de grudar nas partes metálicas da máquina. Thewes (1999) descreve as quatro principais propriedades dos materiais argilosos que influenciam a ocorrência de clogging: adesão, coesão, formação de ponte (*bridging*) e imiscibilidade. Os materiais argilosos vão grudando nas aberturas da máquina, como a estrutura onde se encaixam as ferramentas de corte, ou dobras na parte interna, ou na parte central externa da cabeça de corte. Esse material argiloso diminuirá o fluxo do material, e conseqüentemente, a penetração da máquina. A máquina passará a girar sem penetrar, o que aumenta a temperatura e a fricção, acabando por piorar o cenário, já que nessas condições a argila acaba virando porcelana.

Uma vez que o fenômeno de clogging passa a ocorrer, não há nada mais a fazer além de parar a máquina e realizar uma limpeza. Se a situação é muito crítica, essa limpeza pode levar horas ou até mesmo dias. Há ainda um cenário pior, quando esse material argiloso e muito fino passa pelo anel de selagem da máquina, podendo atingir e fundir o motor. Tal evento foi descrito por Classen (2016), tendo ocorrido em duas máquinas de grande diâmetro na Itália.

As propriedades do material possuem uma grande participação na influência do fenômeno de clogging, entretanto, não é o único aspecto que deve ser considerado. A Figura 8 ilustra a combinação de fatores que influenciam a ocorrência, ou ausência, do clogging. Há casos de dois túneis paralelos com características supostamente semelhantes, mas em uma máquina ocorreu clogging e, conseqüente paradas com maior frequência do que na máquina que estava paralela a essa. E, provavelmente, isso aconteceu principalmente pela operação da máquina, ou seja, o operador. Certamente as propriedades geotécnicas do material possuem o maior peso na ocorrência e grau do clogging, porém não devem ser consideradas unicamente no momento de estimativa de ocorrência e seu respectivo grau.



Figura 8 – Combinação de fatores que afetam a ocorrência de clogging em uma escavação.

Muitas vezes o clogging pode ser contornado apenas incluindo jatos de alta pressão virados para o centro da máquina, ou controlando a operação, outras vezes, é necessário o uso intensivo de polímeros. O que sim é necessário é se evitar que inicie, e, na sua ocorrência, identificar prontamente e fazer uma intervenção para limpeza, já que a insistência de escavar nessas condições só piorará o cenário, implicando em intervenções cada vez mais longas. Justamente é por essas razões que o ideal seria estimar o potencial de ocorrência desse fenômeno e planejar medidas de mitigação, seja com modificações na máquina ou uso de aditivos, antes da escavação. Na Alemanha, a sequência proposta por Oliveira (2018), vêm sendo utilizada não só para caracterizar e testar soluções para clogging, mas também para se entender o fluxo do material a ser escavado e sua interação com diversos aditivos.

E, adicionalmente, para os casos de máquinas com planta de separação, não só o potencial de clogging deve ser considerado, mas o potencial de desintegração do material, como explicado por Fillibeck et al. (2023). Se o material argiloso se desintegra muito facilmente, se misturando com a lama bentonítica, os gastos serão altos, quando comparados com um material argiloso que não se separa facilmente. O primeiro caso poderia ser uma argila marinha e o segundo, um argilito bastante cozido e competente. Os autores propõem testes de laboratório para se estimar o potencial de desintegração do material a ser escavado, facilitando a estimativa dos gastos com a lama e dimensionamento das bombas de transporte do material, pois a reologia do material (mais ou menos desintegrado) influenciará a velocidade de transporte, e conseqüentemente, o dimensionamento do sistema.

3.2.2 Abrasividade

A abrasividade em um maciço é a capacidade que um maciço possui de desgastar os materiais metálicos da máquina, em particular as ferramentas de corte. As ferramentas de corte são elementos custosos em uma máquina, que devem ser continuamente trocados, conforme o desgaste ocorre, tanto de lugar na máquina, como totalmente substituídas por outras ferramentas novas. O total de ferramentas de corte utilizadas, tanto os discos de corte, raspadores, misturadores, possui um peso relevante no custo total da escavação com uma TBM.

Para maciços rochosos há diversos modelos na estimativa do desgaste das ferramentas de corte dependendo do tipo de rocha. Os modelos mais utilizados são o da Escola de Minas do Colorado, de Rostami & Ozdemir (1993), o de Trondheim, de Bruland (1998) e o da Universidade de Teerã, de Hassanpour et al. (2009). A maioria dos modelos de rocha consideram as resistências à compressão uniaxial e à tração, a porosidade da rocha, o índice de

abrasividade Cerchar (CAI), o RQD e o fraturamento. Já para o desgaste em solos, há diversas propostas, mas, todavia, não se chega a um consenso de qual modelo seria mais adequado. O que usualmente se considera é o conteúdo de quartzo equivalente. Há alguns modelos propostos, como o SGAT (NTNU, Jakobsen et al. 2013), LCPC (RWTH, Feinendegen & Ziegler 2018), PSAI (Penn State Uni, Gharahbagh et al. 2011) e o dispositivo RUB (RUB, K pferle et al. 2016). A maioria dos modelos considera os seguintes fatores: abrasividade do solo (quantidade de quartzo), resistência das ferramentas de corte, tipo de TBM, modos operacionais, frequência de manuten o e sistema de transporte de material.

Também vale mencionar que h  o desgaste primário, que seria o desgaste esperado das ferramentas de corte, onde basta trocar a ferramenta de posi o ou substituí-la e o secundário, que acontece quando não se percebe que o desgaste primário foi excessivo e se passa a atingir partes internas estruturais da máquina que são mais custosas e complexas de serem substituídas. Por isso, conforme detalha Oliveira & Peev (2022), há sensores que permitem detectar tais desgastes, primários e secundários. Por exemplo, no caso de uma máquina Herrenknecht, há o DCLM (*Disc Cutter Load Monitoring*) e DCRM (*Disc Cutter Rotation Monitoring*). Esses sensores podem realmente fazer a diferença na identifica o de desgaste das ferramentas, permitindo sua troca a tempo, antes que se atinja o desgaste secundário. Isso implica numa relevante economia dos gastos com as ferramentas de corte, já que estas, sem se atingir um desgaste secundário, podem ser renovadas e reutilizadas.

E, adicionalmente, no caso de máquinas que retirem o material por tubula o, como as de lama e as de densidade variável, sempre se espera um desgaste maior nas dobras das tubula es, os cotovelos, o que pode ser um problema para o avanço da máquina. Há algumas solu es recentes no mercado de materiais que substituem o metal por materiais especiais mais resistentes, principalmente para essas regiões mais críticas.

3.2.3 Faces mistas

Conforme detalha Thewes (2004), as faces mistas em escava es mecanizadas são um dos maiores desafios. Um túnel convencional, pelo contrário, lida melhor com faces mistas do que uma TBM. Oliveira & Diederichs (2016) explicam que essas ocorrem sempre que há ocorrência de dois materiais, ou mais, que possuem comportamento geotécnico consideravelmente distinto frente   intera o com a tuneladora. Por exemplo, uma argila e uma areia, que seria uma face mista solo-solo, ou um solo e uma rocha, no caso, uma face mista solo-rocha. E, detalhado por Thewes (2004) e modificado por Oliveira et al. (2018), abaixo ilustrado na Figura 9, há

dois cenários mais críticos nas combinações de face mista, o “a” e o “b”. No caso “a”, a máquina está escavando um material menos competente, por exemplo, um solo e encontra o topo rochoso, ou um matacão. Conforme explica Thewes (2004), nesse caso os discos de corte sofrerão um grande impacto ao girarem do solo para rocha, desgastando-se rapidamente e rompendo-se facilmente, principalmente as ferramentas periféricas. No caso ilustrado em “b”, há uma grande quantidade de rocha e uma pequena porção de solo não autoportante, implicando numa permeabilidade muito alta sem ser possível criar o efeito de *plug* em uma EPB, perdendo a pressão, além de se elevar significativamente o torque da máquina. Esse caso “b”, por exemplo, ocorreria ao se escavar uma rocha competente com uma EPB e ao entrar uma zona de falha, com um material menos competente, um solo residual, a câmara de escavação não estará com o material adequado para segurar o material na frente da escavação, pois os pedaços de rocha escavados anteriormente são mais permeáveis que até mesmo uma areia grossa. Talvez se for uma rocha branda, argilito, de baixa resistência e fácil desintegração, o material crie uma massa adequada, mas certamente isso não aconteceria com uma rocha granítica ou gnáissica, por exemplo.

De qualquer forma, faces mistas devem ser identificadas ao longo do perfil do túnel, devidamente caracterizadas e, caso necessário, medidas de mitigação discutidas antes da escavação dessas, pois há uma maior frequência de perdas de material o longo dessas zonas.



Figura 9 - Ilustração dos dois principais cenários de faces mistas, sendo “a” uma pequena porção de rocha e maior porção de solo, e “b” o contrário (modificado de Thewes 2004).

4 SIMULAÇÃO DE ESCOLHA DE ÁREAS HOMOGÊNEAS

Considerando todo o exposto acima, fica claro que os parâmetros geotécnicos e aspectos geológico-geotécnicos mais relevantes em uma escavação mecanizada não é necessariamente o mesmo que para uma escavação convencional. E uma apropriada caracterização e adequada definição do modelo geológico-geotécnico é premissa básica para o sucesso qualquer obra de infraestrutura.

E, para ilustrar a necessidade de discussão do assunto e questionar se não caberia um ajuste das colunas estratigráficas atualmente utilizadas nas obras de túneis, por exemplo, para o subsolo da Região Metropolitana de São Paulo, três cenários são considerados, nas Figuras 10, 11 e 12, com ilustração

na Figura 13. A descrição do material se baseou em perfis reais de sondagem, sem ser citado número de sondagem, tampouco projeto, pois, a intenção é mostrar que isso pode potencialmente ocorrer. Os três casos consideram o solo de alteração maduro do embasamento da Bacia de São Paulo, porém algo similar poderia ocorrer nos solos jovens, ou até mesmo saprolíticos, ou em outras localidades também. A intenção é apenas fornecer um exemplo concreto para estudo detalhado no futuro.

No caso A, na Figura 10, o solo residual maduro, com N_{spt} abaixo de 19 golpes, é formado por uma porção silto-argilosa e outra arenosa, ou seja, uma face mista solo-solo. Na porção argilosa poderia ocorrer um clogging, certamente não severo, pois se trata de um solo com o argilomineral caulinita, de baixo a médio potencial de clogging. Na parte inferior, já poderia haver uma permeabilidade mais alta. A distribuição da pressão poderia ser irregular, quando comparado a uma face totalmente homogênea.

CASO A				
PERFIL DE SONDAAGEM		PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	INTERAÇÃO COM A MÁQUINA	
DESCRIÇÃO	Nspt			
SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO		SOLO RESIDUAL MADURO	Potencial de clogging médio	FACE MISTA SOLO/SOLO Distribuição irregular das forças de contato e possivelmente da pressão de frente
AREIA MÉDIA A GROSSA POUCA ARGILOSA			Desgaste das ferramentas, permeabilidade alta	

Figura 10 – Simulação do caso A, com faces mistas solo-solo.

No caso B (Figura 11), ocorre uma face totalmente argilosa, ainda sendo o mesmo solo residual maduro, mas aí sim, já se poderia considerar um clogging médio, ou até mesmo elevado, dependendo da operação, de não se parar para limpeza, e de outros aspectos. E, no último caso, o C (Figura 12), o solo, sempre descrito como residual maduro, seria um material totalmente arenoso, que pode ter maior permeabilidade, necessitar de uma espuma com raio de expansão maior (FER alto) e uma atenção maior para se manter a frente estável.

CASO B				
PERFIL DE SONDAAGEM		PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	INTERAÇÃO COM A MÁQUINA	
DESCRIÇÃO	Nspt			
SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO		SOLO RESIDUAL MADURO	Potencial de clogging médio, frente estável	

Figura 11 - Simulação do caso B, com face argilosa.

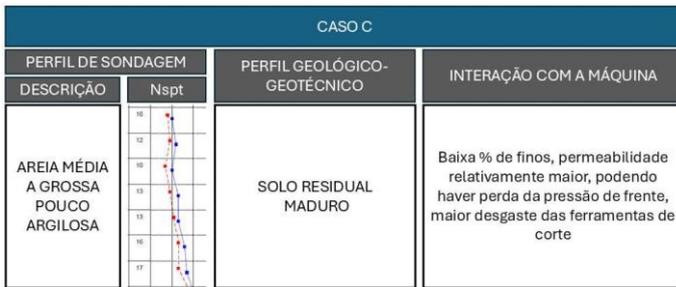


Figura 12 - Simulação do caso C, com face arenosa.

A Figura 13 busca ilustrar como estaria o material na câmara de escavação para os três cenários. E, todos eles, nesse momento, estariam sendo descritos e colocados no perfil geológico-geotécnico como o mesmo solo residual maduro, sem ser dividido em nenhuma porção, ou seja, considerada a mesma área homogênea.

Esse perfil supostamente deveria orientar o operador quanto o engenheiro de turno, e idealmente, contribuir em etapa preliminar para se determinar quais os parâmetros de escavação do solo, antes da escavação, evitando operar a máquina na tentativa-e-erro.

Alternativamente, poderia ser adotado o modelo utilizado nos países norte-americanos, onde o palito de sondagem inserido em um perfil é mais espesso e indica a granulometria para cada profundidade. Isso inclusive é a base mais utilizada nos perfis geológico-geotécnicos em GBRs, pois indicam um fato, o que foi realmente observado em um palito de sondagem.

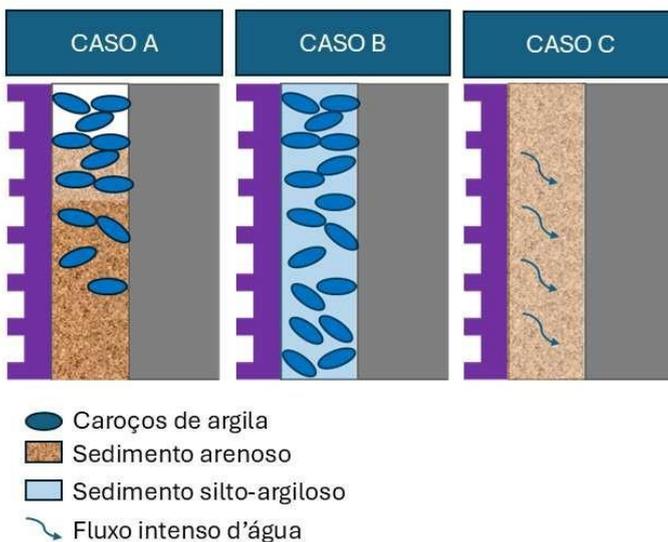


Figura 13 – Comparação entres os três casos distintos.

Finalmente, a Figura 14, propõe um paralelo entre o processo de fabricação de bolos com o condicionamento de solos, no caso de máquinas EPB. Quando um brownie é produzido, não se coloca claras em neve, pois a ideia é obter uma massa mais adensada. Mas, no contrário, no caso de um pão de ló, queremos que tenha muito ar na massa, deixando ela fofa, assim que claras em neve de boa qualidade, firme, batida com batedeira e não na mão, resultando

em um FER alto, é essencial. O brownie seria o equivalente a uma argila e o pão de ló a uma areia. Colocar espuma, principalmente com FER alto, em um material argiloso não é o correto, além de que se gasta desnecessariamente surfactante, um insumo de alto custo. Uma argila, na maioria das vezes, pode ser escavada com água, ou caso tenha potencial de clogging, com polímero misturado na água, ou, com uma espuma de FER muito baixo (claras em neve inadequadamente batidas na mão, líquidas). Mas no caso de trechos arenosos queremos uma boa espuma, estável, portanto, com concentração de 3%, pelo menos e FER alto.

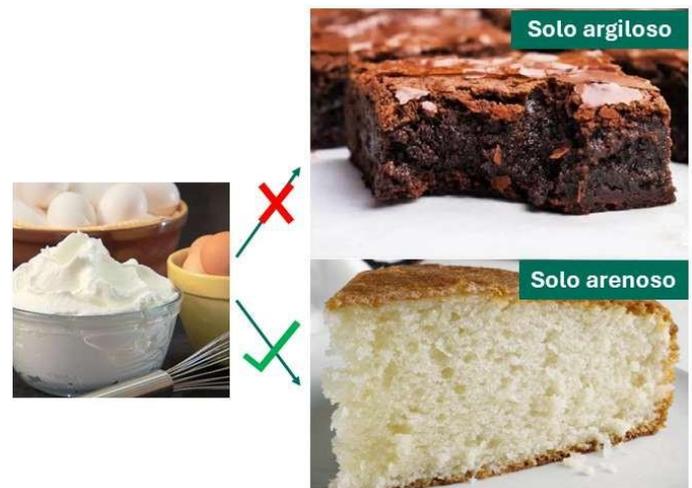


Figura 14 – Comparação de solos argilosos e arenosos com brownie e pão de ló, respectivamente, e a necessidade, ou não, do uso da espuma para condicionamento.

5 CONCLUSÕES

Escavações mecanizadas vêm sendo cada vez mais a escolha do método de escavação para os túneis urbanos de metrô. Só em São Paulo, estão previstos em torno de 100 km de túneis a serem escavados com tuneladoras até o ano de 2032, excluindo os trechos já em execução das Linhas 2 e 6. A qualidade da escavação pode ser otimizada e sobretudo custos diminuídos ao se estimar apropriadamente o material a ser escavado, sua interação com a máquina e com o material aditivo, seja água, espuma, polímeros ou lama bentonítica.

Assim como é feito em um túnel convencional, é possível agrupar área homogêneas/classes de escavação, até mesmo estimando o condicionamento ideal, ou os parâmetros da lama. Mas para isso é necessário conhecer melhor essa combinação de “material a ser escavado-condicionamento-máquina”, evitando realizar a operação apenas na tentativa-e-erro.

Essa caracterização mais otimizada contribui também para uma estimativa mais realista de insumos como aditivos, ou ferramentas de corte, e da taxa de avanço. Adicionalmente, facilita na previsão dos riscos potenciais e medidas de mitigação. Afinal, fazendo

novamente um paralelo com a culinária de bolos, fazer um bolo novo sem receita traz sempre um risco maior da massa embatumar.

Como mencionado no início desse artigo, sugere-se a criação de um grupo de trabalho no âmbito do comitê brasileiro de túneis para discutir e, eventualmente, elaborar um documento com recomendações técnicas para a investigação, caracterização, e definição do modelo geológico-geotécnico para escavações com tuneladoras.

6 REFERÊNCIAS

Burger, W. (2014). *Multi-mode tunnel boring machines / Multi-Mode Tunnelvortriebsmaschinen*. Geomechanik Und Tunnelbau, 7(1):18-30. doi: 10.1002/GEOT.201310027

Bruland, A. 1998. Hard Rock Tunnel Boring. Tese de doutorado, NTNU, Trondheim.

Classen, J. 2016. *Challenges and Solutions Related to the Interaction of Soil Conditioning and Main Drive on Large Diameter EPB TBM's*. Proc. of the ITA-AITES WTC 2016, São Francisco.

DAUB - Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen, 2021. *Recommendations for the Selection of Tunnel Boring Machines*. Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (DAUB).

Feinendegen, M.; Ziegler, M. 2018. *Issues of tool wear in excavation works / Werkzeugverschleiß bei Vortrieb und Aushub*. Geomechanics and Tunneling 11, No. 1.

Fillibeck, J.; Schindler, U.; Cudmani, R. 2023. *Dispersion of fine-grained soils in slurry shield tunnel excavation*. Proc. of the ITA-AITES WTC 2023, Athens, Greece.

Gharahbagh, E.; Rostami, J. Palomino, A. 2011. *New soil abrasion testing method for soft ground tunneling applications*. Tunnelling and Underground Space Technology. 26. 604-613. 10.1016/j.tust.2011.04.003.

Hassanpour J. et al. 2009. *Development new equations for performance prediction*. Geo Mechanics and Geoen지니어ing: An International Journal.

Jakobsen, P. D.; Langmaack, L.; Dahl, F.; Breivik, T. 2013. *Development of the Soft Ground Abrasion Tester (SGAT) to predict TBM tool wear, torque and thrust*. Tunnelling and underground space technology, 38, 398-408.

Kuepferle, J.; Röttger, A. Theisen, W. Alber, M. 2016. *The RUB Tunneling Device – A newly developed test method to analyze and determine the wear of excavation tools in soils*. Tunnelling and Underground Space Technology. 59. 1-6. 10.1016/j.tust.2016.06.006.

Maidl, U.; Comulada, M.; Turolla Maia, C.H.; Pierri, J.C.D.D. 2016. *Shield Tunneling in Pure Sands*. Proc. of the ITA-AITES WTC 2016, San Francisco, United States.

Oliveira, D.G.G. de & Diederichs, M. 2016. *TBM interaction with soil-rock transitional ground*. TAC 2016 Annual Conference, p. 1-8, Ottawa, Canadá.

Oliveira, D.G.G. de. 2018. *EPB excavation and conditioning of cohesive mixed soils: clogging and flow evaluation*. Tese de doutorado, Queen's University, Kingston, 282p, <http://hdl.handle.net/1974/24867>.

Oliveira, D.G.G. de; Thewes, M.; Diederichs, M.S.; Langmaack, L. 2018. *EPB tunnelling through clay-sand mixed soils - proposed methodology for clogging evaluation*. Geomechanics & Tunneling Journal 11 (4): 375-387, doi: 10.1002/geot.201800009

Oliveira, D.G.G. de; Duhme, R.; Ferber, S.; Nicolet, H. 2022. *Clogging and flow assessment tests with cohesive soils from Singapore*. Proc. of the ITA-AITES WTC 2022, Copenhagen, Denmark.

Oliveira, D.G.G. de; Peev, E. 2022. *Tuneladoras EPB: Funcionamento, desafios e inovações*. Revista Brasil Engenharia, 2022.

Oliveira, D.G.G. de; Aguiar, G. 2021. *Aspectos geológico-geotécnicos relevantes para projetos com tuneladoras*. Anais do 5º Congresso Brasileiro de Túneis.

Rostami, J.; Ozdemir, L. 1993. *A New Model for Performance Prediction of Hard Rock TBMs*. Proc. of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, Boston, 13-17 June 1993, 793-793.

Thewes, M. 1999. *Adhäsion von Tonböden beim Tunnelvortrieb mit Flüssigkeitsschilden*. Doctoral Thesis. Bericht aus Bodenmechanik und Grundbau, Bergische Universität Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen

Thewes, M. 2004. *Schildvortrieb mit Flüssigkeits- oder Erddruckstützung in Bereichen mit gemischter Ortsbrust aus Fels und Lockergestein*. Geotechnik 27: 214-219.

Wehrmeyer, G.; Oliveira, D.G.G. de. 2020. *Schnecken- und Bandförderung beim maschinellen Tunnelvortrieb. (Transporte por parafuso e esteira em túneis mecanizados)*. Tunnelbau 2020 (1), doi: 10.1002/9783433610022.ch4

Modelagem numérica aplicada à escavação de túneis NATM em maciços rochosos cristalinos estruturalmente complexos

F.S. Santos

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, Brasil

G.A.C. Campanha

Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

RESUMO: Cinco modelos numéricos foram construídos em *software* de elementos finitos 3D, que simulam a escavação de 200 m de um túnel rodoviário NATM em maciço rochoso cristalino no ambiente da Serra do Mar, no litoral norte do estado de São Paulo, nos quais, em cada modelo, realizaram-se incrementações na complexidade geológica do maciço rochoso, variação nos valores dos parâmetros de resistência e deformabilidade, bem como nos valores de tensão *in situ*. Como aumento de complexidade geológica entende-se a inserção de contatos estruturais entre diferentes litologias e transições de zonas de maciços rochosos com valores alternados de RMR, bem como a consideração de valores de k (razão entre tensão horizontal média e tensão vertical) diferentes de 1. Os resultados mostram que a consideração das complexidades geológicas e geotécnicas influenciam nos valores de deslocamento e tensões diferenciais induzidas durante as escavações do túnel, proporcionando, ou não, a plastificação do maciço nos contornos da escavação. Os valores de deslocamentos calculados podem diferenciar de duas até dez vezes de um modelo para a outro, em função das complexidades consideradas. Todos os cinco modelos consideraram o maciço rochoso como elasto-plástico perfeito e com superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

1 INTRODUÇÃO

Levando em consideração a crescente demanda pelo espaço em superfície, obras subterrâneas têm ganhado relevância como solução para ampliação do progresso da sociedade nos setores de transporte, saneamento básico, energético e de serviços, destinando a utilização da superfície do solo às atividades mais nobres, como habitação, recreação e produção de alimentos (Goodman, 1989; ITA, 1994; Reis & Assis, 2021; Copche et al., 2024).

Por outro lado, a complexidade de projetos de túneis, geralmente, é maior do que nas demais obras lineares constituídas por corte e aterro, que destinam-se à ocupação da superfície, uma vez que o ambiente de construção do túnel é o maciço não visível, que não

pode ser conhecido integralmente, o que, intrinsecamente, acarreta incertezas no projeto (Azevedo, 2002; Salmoni, 2014; Cosgrove & Hudson, 2016). Logo, a execução de investigações geológico-geotécnicas, tanto de maneira direta quanto indireta, tenta dirimir essa incerteza o máximo possível, a fim de se conceber um projeto seguro e viável sob o ponto de vista econômico.

Ainda na busca de se conhecer o desconhecido, a definição de modelos geológico-geotécnicos computacionais verossímeis é imprescindível para a correta previsão de desempenho de um projeto de obra subterrânea. Conceber um modelo numérico com parâmetros físicos, estruturas geológicas e regime de tensões fidedignos à realidade pode diferenciar um modelo de sucesso ou de fracasso,

uma vez que os valores de deslocamentos e tensões induzidas observadas em obra podem não estar compatíveis com aqueles previstos nas simulações numéricas.

Dado tal contexto de evolução da exploração do espaço subterrâneo e a necessidade de seu conhecimento para o estabelecimento de projetos seguros e assertivos, escolheu-se a área de estudo situada no município de São Sebastião, litoral norte do estado de São Paulo, para a simulação numérica, uma vez que na região estão em execução escavações de túneis em maciços rochosos cristalinos de considerável cobertura (aproximadamente 350 m de profundidade) e de grande extensão (aproximadamente 3,3 km de comprimento). Neste ambiente físico, existem registros de complexidade geológica que fornecem as variáveis necessárias para desenvolver este trabalho, seja no campo das tensões *in situ* ou na heterogeneidade de litotipos e estruturas geológicas consideradas nas simulações numéricas.

1.1 Objetivos

Objetiva-se avaliar, qualitativamente, os impactos da variação da complexidade geológico-geotécnica dos maciços rochosos (sejam as tensões *in situ*, suas propriedades de deformabilidade e de resistência, bem como a existência de contatos geológicos, descontinuidades, anisotropias etc.) nos resultados de tensão e deslocamentos obtidos por meio de análise numérica em *software* de elementos finitos de três dimensões (3D).

Pretende-se estabelecer, ou reiterar, relações de causa-consequência entre as variações dessas condições/propriedades do maciço e os valores obtidos das análises numéricas.

1.2 Método do trabalho

Fez-se, inicialmente, levantamento de dados e informações das características geológico-geotécnicas e geomecânicas da área de estudo, tanto a partir de literatura técnica (artigos, teses, dissertações, revistas, relatórios técnicos etc.), quanto a partir de levantamentos de campo (Santos, 2024).

Para entender melhor o peso dessas propriedades na definição do modelo geológico, lançou-se mão de simulação numérica por elementos finitos 3D com o *software* comercial *RS3*, da *Rocscience* (versão 4.016 do ano de 2021), onde essas propriedades foram sendo alteradas e os resultados de tensão e deslocamentos calculados. No total, foram confeccionados cinco modelos numéricos.

Por simplificação, todos os cinco modelos consideraram o maciço rochoso como elasto-plástico perfeito e com superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, considerando as anisotropias geológicas de maneira indireta em modelos homogêneos e isotrópicos equivalentes contínuos.

Outra simplificação adotada foi a não inserção de revestimento ao longo do túnel, portanto, os deslocamentos medidos são, teoricamente, de convergência do maciço rochoso sem a restrição de movimentação decorrente da instalação de sistema de suporte. Pode-se dizer que os valores de tensão e deslocamentos calculados possuem teor qualitativo.

2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA ÁREA DE ESTUDO

Neste capítulo pretende-se contextualizar o leitor sobre a complexidade geológico-geotécnica da área de estudo e como esta foi inserida nos modelos numéricos confeccionados, de maneira progressiva.

2.1 Localização

A área de estudo situa-se na região sudeste do Brasil, no litoral norte do estado de São Paulo, no município de São Sebastião (Figura 1).

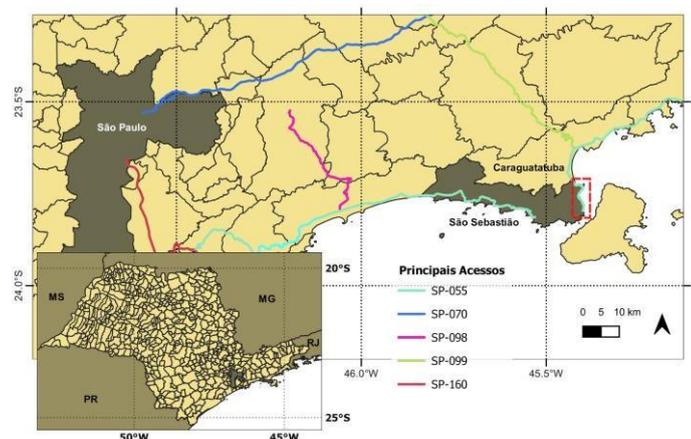


Figura 1. Localização da área de estudo (retângulo vermelho tracejado) no contexto do estado e município de São Paulo.

2.2 Geologia regional e local

Sob o ponto de vista geológico, o município de São Sebastião pode ser dividido em duas grandes compartimentações principais:

- ✓ Rochas cristalinas pré-cambrianas do Complexo Costeiro, bem como corpos graníticos de idade neoproterozóica e diques básicos a alcalinos de idade meso – cenozóica (Campanha et al., 1994; Campanha & Ens,

1996; Maffra, 2000; Dias Neto, 2001; Dias Neto et al., 2009; Meira et al., 2019); e

- ✓ Sedimentos marinhos quaternários da Planície Costeira, bem como aluviões, colúvios e corpos de tálus (Suguio & Martin, 1978; Santos Júnior, 2020).

No contexto geológico regional, ocorrem zonas de cisalhamento correlatas à faixa móvel do Cinturão Ribeira, como a Zona de Cisalhamento do Bairro Alto (ZCBA), Zona de Cisalhamento Camburu (ZCC) e o Sistema de Cavalcamento São Sebastião (SCSS). Essas zonas de cisalhamento e cavalcamento estão detalhadas na Figura 2, adaptada do mapa geológico elaborado por Maffra (2000), com indicação da área de estudo pelo retângulo vermelho tracejado.

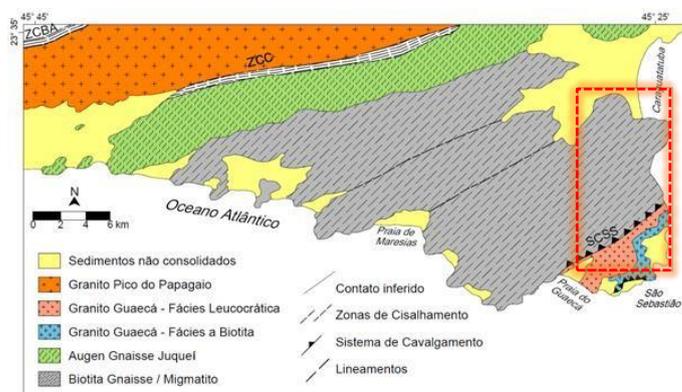


Figura 2. Mapa geológico apresentando as litologias e zonas de cisalhamento interpretadas por Maffra (2000), compreendendo a área de estudo (retângulo vermelho).

Destaque se dá ao SCSS, que ocorre na parte sul da área de estudo. Este sistema foi interceptado por um dos túneis em construção no município de São Sebastião, e é considerado neste trabalho nas modelagens numéricas. O SCSS caracteriza-se por uma foliação de baixo ângulo a moderado, com direção NE-SW e mergulhando para norte, colocando um corpo de rocha leucogranitóide em contato tectônico com migmatitos bandados e biotitas gnaisses e, localmente, ocorrem intercalações centimétricas a métricas destas unidades litológicas (Campanha & Ens, 1996; Maffra, 2000). Intrusões de rochas básicas apresentam, geralmente, direção concordante ao SCSS, entretanto, outras atitudes são recorrentes (Santos, 2024).

No âmbito deste trabalho, as modelagens numéricas dão enfoque exclusivo às rochas cristalinas que constituem a morfologia de espigões, planaltos remanescentes e escarpas da Serra do Mar, que são os Leucogranitóides e os Migmatitos / Biotitas Gnaisses. Não são considerados nas modelagens os sedimentos quaternários, tampouco os solos maduros provenientes da alteração do maciço rochoso, haja

vista a profundidade de instalação do túnel simulado, que supera os 350 m de cobertura.

2.2.1 Leucogranitóide

Esta unidade ocorre na porção mais a sudeste da área de estudo (Figura 2) e é análoga à fácies leucocrática do Granito Guaecá de Maffra (2000). De maneira geral, sua assembleia mineral é composta por quartzo, plagioclásio, microclíneo, biotita, muscovita e granada, e composicionalmente corresponde a um monzogranito a granodiorito (Maffra, 2000). Como descrito em Campanha et al. (1994), os granitóides cavalgam, em baixo ângulo, migmatitos estromáticos, com intercalações de gnaisses, rochas anfíbolíticas e granada-silimanita-biotita xistos. A Figura 3 apresenta detalhes desta unidade, que é interceptada pelo túnel modelado a sul do SCSS, próximo ao seu emboque sul.

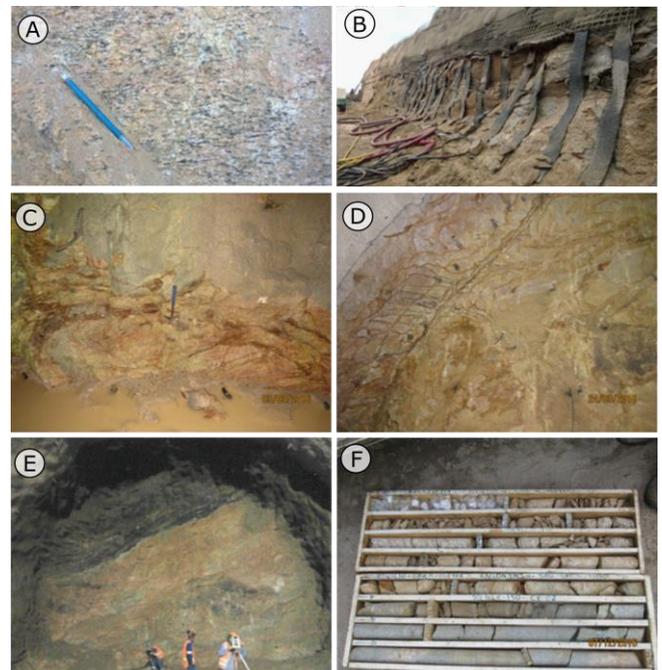


Figura 3. Exposições do leucogranitóide na região do túnel modelado. A) e B) Afloramentos do leucogranitóide nos emboques do túnel; C) e D) Frente de escavação dos túneis com exposição do leucogranitóide; E) Contato entre biotita gnaiss e o leucogranitóide exposto na frente de escavação do túnel; e F) Caixa de testemunhos de sondagem com exposição do leucogranitóide (porção superior) em contato transicional para a fácies a biotita do Granito Guaecá - Leucogranitóide (porção inferior).

2.2.2 Migmatito / Biotita Gnaiss

Essa unidade corresponde ao Complexo Gnáissico – Migmatítico de Maffra (2000) e ocorre em contato tectônico (zona de cavalcamento) com o leucogranitóide (Figura 2). Grada de um biotita gnaiss bandado a típicos migmatitos com texturas estromáticas e nebulíticas (Maffra, 2000). Como descrito em Campanha & Ens (1996), tais rochas ocorrem com intercalações anfíbolíticas

centimétricas a decamétricas, concordantes com a foliação e muitas vezes boudinadas, lenticularizadas e segmentadas por veios neossomáticos e pegmatóides. A Figura 4 apresenta detalhes desta unidade no contexto do túnel a ser modelado neste artigo.

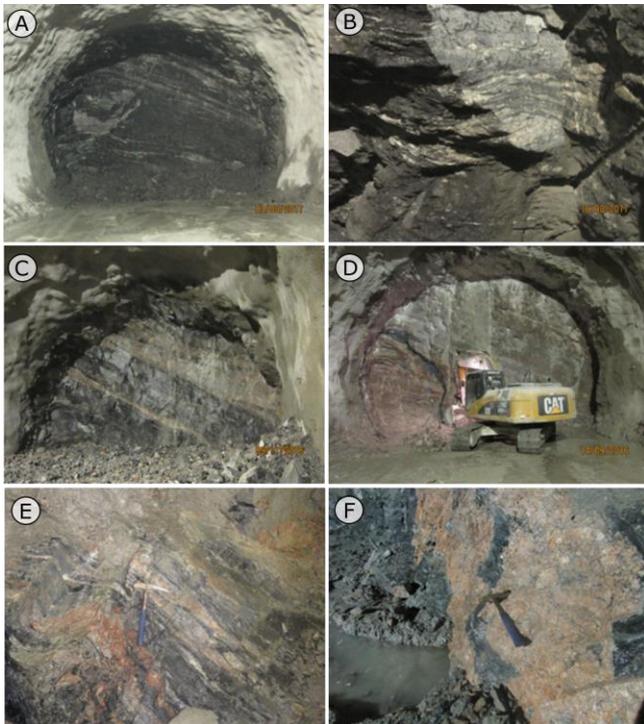


Figura 4. Frentes de escavação expondo a unidade Biotita Gnaiss. A) e B) Biotita Gnaiss bandado; C) e D) Biotita Gnaiss bandado com veios neossomáticos pegmatóides róseos concordantes com a foliação; E) e F) Biotita Gnaiss com veios neossomáticos pegmatóides róseos dobrados, por vezes discordantes da foliação, chegando a termos migmatíticos com feições de anatexia.

2.2.3 Estruturas geológicas

Na Figura 5 são apresentadas medidas de foliação e estereogramas de estruturas identificadas durante o mapeamento das frentes de escavação de túnel em construção na área de estudo, como os diques e demais discontinuidades. A direção principal desse túnel também está plotada no estereograma em rosa (N176). Os dados apresentados na Figura 5 permitem concluir que:

- ✓ A foliação possui, predominantemente, atitude N43E/33NW;
- ✓ Os diques possuem, predominantemente, direção NE com mergulhos variando ora para NW ou SE, na maioria superiores a 70°; e
- ✓ As fraturas são de direções múltiplas, preferencialmente N45E com mergulhos subverticais, ora para o quadrante SE ora para o quadrante NW. Há um padrão de fraturamento relevante subparalelo à foliação (N62E/32NW).

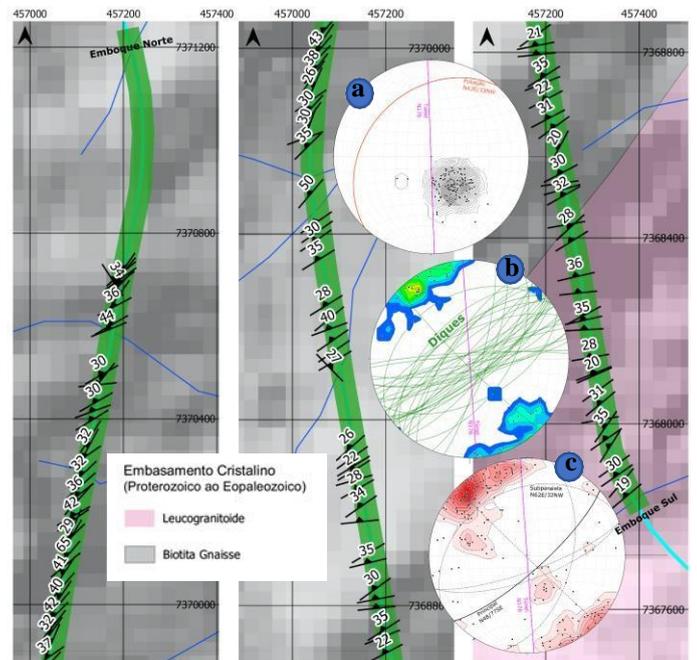


Figura 5. Túnel executado na área de estudo plotado sobre mapa geológico com indicação das foliações identificadas durante os mapeamentos de frentes de escavação. Nota-se padrão de direção NE e ENE com mergulho variando entre 22° e 50° para NW. Estereogramas, projeção de igual área, hemisfério inferior: a) foliação principal; b) diques; e c) fraturas e veios, todas interceptadas pelas escavações dos túneis. No total foram consideradas 404 medidas: foliação (139), dique (41), fraturas (224).

Buscou-se levar em consideração estes dados estruturais na elaboração dos modelos numéricos de maior complexidade geológico-geotécnica.

3 CARACTERIZAÇÃO DO TÚNEL MODELADO

No que concerne ao túnel considerado nas modelagens, este possui aproximadamente 3.300 m de extensão e cobertura de solo/rocha variando de 5 m na região dos emboques, até 350 m, em sua posição mais recoberta.

Para efeito das simulações numéricas, o trecho de escavação do túnel selecionado tem 200 m de extensão (retângulo roxo na Figura 6) e é respectivo ao contato inferido entre as unidades biotita gnaiss e leucogranitóide, justapostas por meio do SCSS, e sob o trecho de maior cobertura do túnel, ou seja, 350 m. Por meio das classificações de maciço RMR (*Rock Mass Rating*) e Sistema Q (*Quality System*) procurou-se estimar valores dos parâmetros de resistência e deformabilidade solicitados. Destaca-se que a interface solo/rocha é intrinsecamente uma região de difícil análise, com materiais de características heterogêneas e geometria complexa, não completamente representada pela mecânica de materiais contínuos.

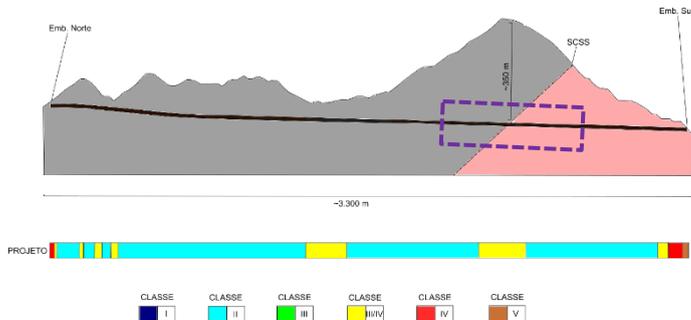


Figura 6. Seção longitudinal esquemática do túnel em estudo. Notar diferenças de cobertura e de classes de maciço (RMR – *Rock Mass Rating*) ao longo de sua extensão, que possui, aproximadamente, 3.300 m de comprimento. O trecho simulado no RS3 está indicado pelo retângulo roxo: contato entre o biotita gnaíse e o leucogranitóide por meio do SCSS, sob cobertura de 350 m.

3.1 Aspectos construtivos

O túnel modelado foi escavado pelo método sequencial, também conhecido como NATM – *New Austrian Tunneling Method* (Rabcewicz, 1964). O projeto do túnel previa seção escavada de aproximadamente 13,0 m de largura e 9,4 m de altura, e 7 seções-tipo de escavação, adotadas segundo as classes de maciços provenientes dos mapeamentos geológicos da frente de escavação em cada avanço.

No modelo numérico, por questão de simplificação geométrica, foi simulada a escavação do túnel em seção parcializada em duas etapas apenas (calota e rebaixo) e foi atribuída à seção uma forma semelhante à do projeto, com raio da calota em 5,0 m e raio do *invert* com 13,0 m (Figura 7).

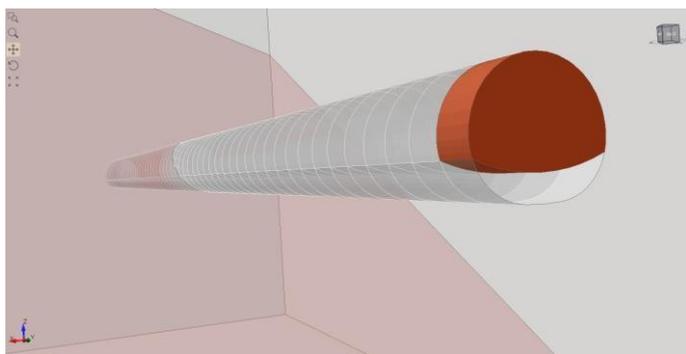


Figura 7. Sequenciamento da escavação ao longo dos 200 m do túnel, definida inicialmente pela escavação da calota e, posteriormente, do rebaixo. Ao total, geraram-se 117 estágios de processamento.

Como já mencionado, as simulações se deram ao longo de 200 m de escavação, em avanços de 3,5 m, de norte para sul, primeiro ao longo da bancada, em toda a sua extensão, e só quando concluída, procedeu-se a escavação do rebaixo, com avanços também de 3,5 m. Esse procedimento foi utilizado nos cinco modelos numéricos, o que resultou em 117 estágios de processamento para cada um dos cinco modelos.

3.2 Características Gerais dos Modelos Numéricos

Dentro da definição dos materiais no RS3, todos os materiais geológicos modelados foram considerados como *Field Stress & Body force* nas condições de carregamento inicial (*Initial Element Loading*), antes da execução das escavações, isto para considerar a atuação das tensões naturais nos cálculos desde os primeiros estágios das modelagens.

O programa calcula a tensão vertical σ_v a partir dos pesos específicos ρ das litologias, da profundidade z do elemento em consideração, bem como da aceleração da gravidade g (equação 1), enquanto as tensões horizontais são calculadas a partir do parâmetro k (equação 2), em que σ_{hm} é a tensão horizontal média (equação 3).

$$\sigma_v = zg\rho \quad (1)$$

$$k = \sigma_{hm}/\sigma_v \quad (2)$$

$$\sigma_{hm} = (\sigma_H + \sigma_h)/2 \quad (3)$$

Para uma situação hidrostática, é necessário fornecer apenas um valor de k ($k = 1$); para uma condição de anisotropia de tensões horizontais, é necessário entrar com dois valores de k (k_1 e k_2), sendo k_1 para σ_H (tensão horizontal máxima), e k_2 para σ_h (tensão horizontal mínima). σ_H e σ_h são ortogonais, logo é necessário inserir no programa apenas a direção de atuação de σ_H . Por simplificação, neste trabalho considerou-se $k_1 = k_2 \neq 1$, portanto, uma situação com campo de tensão horizontal isotrópico. Como se mostrará adiante, os valores k foram variados de um modelo para outro, conotando uma anisotropia no campo de tensões (σ_{hm} diferente de σ_v).

A *External Box* no RS3 é a entidade em que são computados os cálculos dos elementos finitos, ou seja, define o limite da análise numérica. Nada externo a ela é considerado nos cálculos, e esta define as fronteiras do modelo. No caso em estudo, foram definidas as dimensões 100 m x 200 m x 405 m, para os eixos X, Y e Z da *External Box*, respectivamente, sendo Z o eixo paralelo ao eixo vertical no espaço real, Y paralelo ao eixo do túnel (N170) e X perpendicular ao eixo do túnel. A geratriz superior do túnel foi inserida na cota - 350 m (superfície do terreno na cota 0 m), a fim de simular o trecho de maior cobertura do túnel no espigão da Serra do Mar. A Figura 8 apresenta a geometria da *External Box* utilizada em todos os cinco modelos, bem como a indicação das dimensões dos três eixos da caixa.

Ao longo desses 200 m de escavação, que abrangem o contato entre os litotipos providenciado pelo SCSS, variaram-se as complexidades geológicas (tensão *in*

4 COMPLEXIDADES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS E INFLUÊNCIA NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

A presença de anisotropias influencia diretamente nos resultados observados nos modelos numéricos 3D, uma vez que as propriedades mecânicas das rochas anisotrópicas (rochas metamórficas com foliação, rochas sedimentares estratificadas e rochas com descontinuidades) variam segundo a direção observacional (Goodman, 1989; Hoek & Brown, 1997; Cecílio Junior, 2009).

Barton *et al.* (1974) recomendam que os parâmetros como resistência à compressão uniaxial e resistência à tração sejam obtidos na direção que é desfavorável à estabilidade, a fim de que as modelagens numéricas sejam feitas a favor da segurança, uma vez que esses parâmetros podem ser majorados se obtidos de outra maneira, como mostra o diagrama de Mohr da Figura 9.

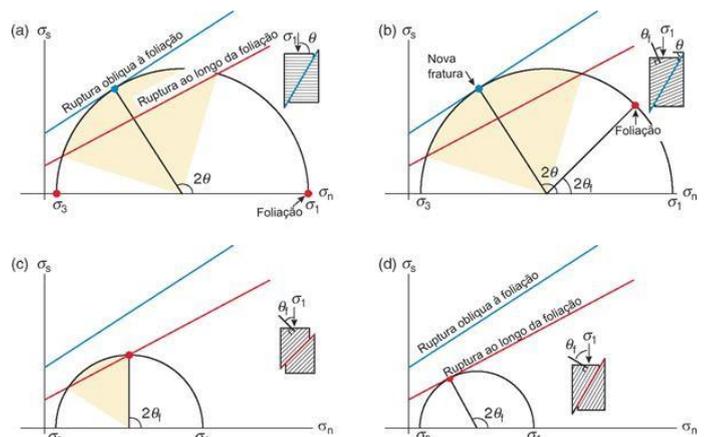


Figura 9. Representação do papel de uma descontinuidade preexistente, em valor constante de tensão confinante σ_3 . a) σ_1 agindo em direção perpendicular à descontinuidade; b) σ_1 agindo em alto ângulo com a descontinuidade; c) σ_1 a 45° em relação à descontinuidade, causando uma ruptura paralela à descontinuidade; e d) ângulo entre σ_1 e a descontinuidade que permite a ruptura com o esforço diferencial $(\sigma_1 - \sigma_3)$ mais baixo possível. Esta é a direção mais fraca de uma rocha foliada. Linha azul – ruptura oblíqua à descontinuidade; linha vermelha – ruptura ao longo da descontinuidade. Fonte: Fossen (2012)

A presença de falhas, por razão de suas características geológicas intrínsecas, geralmente reduz a qualidade geomecânica dos maciços rochosos (Jethwa *et al.*, 1980; Goodman, 1989). As atitudes (rumo do mergulho e mergulho) das litologias também afetam as modelagens numéricas e a distribuição do campo de tensões (Amadei & Pan, 1992). A simples alteração da direção do túnel pode acarretar em aumento de contratempos construtivos que encarecem e, por vezes, tornam até insegura a execução de obras subterrâneas lineares, como o caso da geração de cunhas instáveis de blocos de rocha (Goodman & Shi, 1985).

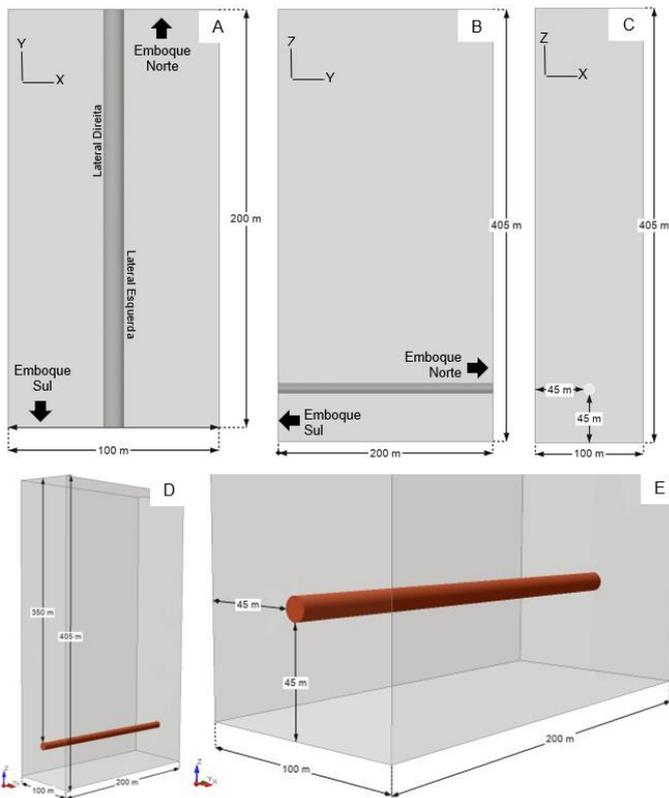


Figura 8. *External Box*. A) Visada em planta; B) em seção longitudinal; C) em seção transversal; D) em perspectiva 3D, apresentando toda a *External Box*; e E) em perspectiva 3D, com detalhe para os limites da caixa em relação à seção de escavação.

situ e contatos litológicos) e geotécnicas (parâmetros de resistência e deformabilidade) nos cinco modelos, saindo-se de uma situação com complexidade mínima (modelo 1) para uma de maior complexidade (modelo 5). Foi estabelecida para a convergência numérica dos modelos uma tolerância de 0,01 entre as etapas de cálculo, bem como o limite de 500 iterações para se atingir tal convergência.

4.1.1 Determinação das condições de contorno

No que se refere às condições de contorno (*restraints*) da *External Box*, o RS3 fornece uma ferramenta de geração de restrição de superfície automática para obras subterrâneas (*Auto Restrain - Underground*), que foi utilizada em todos os modelos numéricos.

3.2.2 Determinação da malha

Usou-se o algoritmo *Graded* com elementos tetraédricos de 4 nós em todos os modelos numéricos. Os tamanhos dos elementos foram determinados automaticamente pelo *software*, utilizando-se um fator de escala de 0,5 nos três eixos do modelo, ou seja, um elemento finito nunca será menor do que a metade do elemento vizinho. Vale registrar que em todos os modelos verificou-se a qualidade da malha gerada, e não se aceitou elementos problemáticos numa proporção maior do que 0,01%.

Portanto, como descrito até o momento, existem considerações de cunho geológico-geotécnico que condicionam os valores finais de tensão e deformação nos modelos numéricos computados, afetando diretamente a estabilidade final dos vãos livres de escavação. Por essa razão são confeccionados, neste trabalho, cenários de modelos numéricos com acréscimo de complexidade geológica, comparando-se os resultados de tensão e deslocamentos obtidos entre eles.

4.1 Tensões *in-situ*

As duas principais causas de rupturas em túneis, sob o ponto de vista da Geologia de Engenharia, dizem respeito à condição das tensões *in situ* e da existência de blocos de rocha potencialmente instáveis (Cosgrove e Hudson, 2016).

As tensões que realmente são relevantes para as obras subterrâneas originam-se da reorientação das tensões naturais regionais (Armelin e Guimarães, 2022), que pode ocorrer por razão das características intrínsecas do maciço (descontinuidades, anisotropias, intrusões, dobras, módulo de elasticidade etc.) somadas ao traçado da fisiografia local e da carga litostática, além da geometria final da escavação, o que caracteriza a tensão induzida (Magalhães, 1999; Armelin, 2010; Pereira *et al.*, 2018).

Dos trabalhos de Magalhães (1999) e Assumpção *et al.* (2016), sabe-se que na área de estudo o σ_1 tem componente horizontal e direção paralela à linha da costa (NE-SW). O σ_2 também é horizontal e tem direção NW-SE, e supera o σ_3 em magnitude, que por sua vez é vertical. Adicionalmente, σ_2 equivale a 60% do σ_1 , valor inferido de estudos por mecanismo focal de terremotos (Assumpção *et al.*, 2016).

Esse padrão de distribuição das tensões ($k \neq 1$) nem sempre é reproduzido nos modelos numéricos publicados na literatura ou desenvolvidos pelas projetistas de túneis, geralmente por questão de simplificação e/ou ausência de dados, sendo normalmente considerado $k = 1$, o que raramente prepondera na realidade em profundidades inferiores a 500 m (Figura 10).

Ainda na Figura 10 é possível observar que em profundidades inferiores a 500 m são poucos os casos em que k é menor ou igual a 1, e de maneira geral, o valor de k tende a ser alto a pequenas profundidades, e decresce com a profundidade, uma vez que a carga litostática é aumentada (Hoek & Brown, 1980).

Parte-se dessas informações o *input* na modelagem numérica considerando o campo de tensões,

variando-se o k de 1,0 a 2,5 (apesar de que, na área estudo, possa ocorrer valores de k superiores a 2,5) a fim de observar as consequências nas quantidades de deslocamento e concentração de tensões no maciço rochoso escavado pelos túneis em diferentes regimes de tensão.

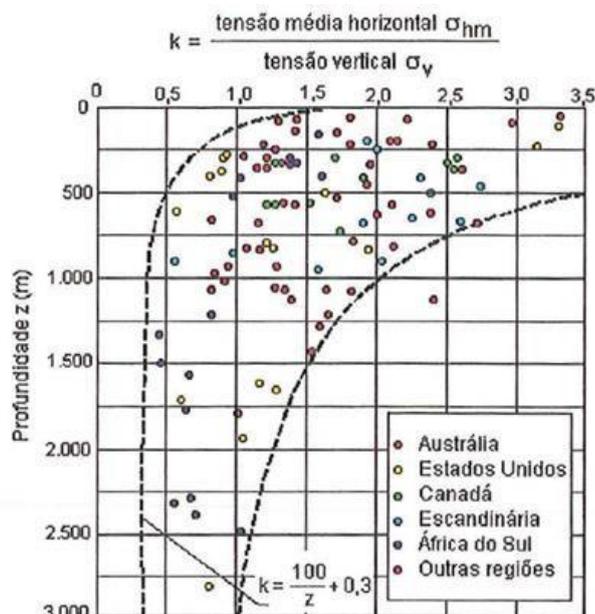


Figura 10. Variação da razão entre tensão horizontal média e a tensão vertical com a profundidade (k). Fonte: Magalhães (1999) baseado em Brown & Hoek (1978).

5 PROPRIEDADES DOS MODELOS NUMÉRICOS

Como mencionado anteriormente, todos os 5 (cinco) modelos numéricos consideraram o maciço rochoso como elasto-plástico perfeito e com superfície de plastificação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, incorporando as anisotropias geológicas de maneira indireta em modelos homogêneos e isotrópicos equivalentes contínuos.

Para os modelos que consideraram apenas as propriedades da matriz rochosa – maciço idealmente intacto (modelos 1 e 2) – os valores dos parâmetros de resistência foram obtidos diretamente de Fossen (2012); já para os modelos 3, 4 e 5, em que foi considerado o material geológico como um maciço rochoso (atribuição de valores de RMR), esses valores foram inferidos de ensaios de compressão uniaxial (IPT, 2013), juntamente com o emprego dos ábacos de Hoek e Brown (1980; 1997). Os parâmetros de deformabilidade também foram obtidos a partir dos ensaios de IPT (2013) para as diferentes classes de maciço.

A Tabela 1 apresenta um resumo das principais características e propriedades dos modelos, que são melhores explanadas nos subitens que se seguem.

Tabela 1. Parâmetros utilizados em cada um dos modelos. Notar a progressão de complexidade geológico-geotécnica por meio da inserção de contatos geológicos, classificação de maciços (*RMR*) e variação do valor de *k*.

Modelo	Litologia	ϕ (°)	Parâmetros			
			<i>c</i> (MPa)	<i>E</i> (GPa)	<i>v</i>	<i>k</i>
1	Leucogranitóide	51	55,1	49,78	0,29	1,0
2	Leucogranitóide	51	55,1	49,78	0,29	1,0
	Biotita Gnaïsse	27	14,8	4,72	0,22	1,0
3	Leucogranitóide RMR II	28	4,32	49,78	0,29	1,0
	Leucogranitóide RMR III	25	2,59	36,00	0,21	1,0
	Biotita Gnaïsse RMR II	28	1,11	4,72	0,22	1,0
	Biotita Gnaïsse RMR III	25	0,67	2,20	0,36	1,0
4	Leucogranitóide RMR II	28	4,32	49,78	0,29	1,5
	Leucogranitóide RMR III	25	2,59	36,00	0,21	1,5
	Biotita Gnaïsse RMR II	28	1,11	4,72	0,22	1,5
	Biotita Gnaïsse RMR III	25	0,67	2,20	0,36	1,5
5	Leucogranitóide RMR II	28	4,32	49,78	0,29	2,5
	Leucogranitóide RMR III	25	2,59	36,00	0,21	2,5
	Biotita Gnaïsse RMR II	28	1,11	4,72	0,22	2,5
	Biotita Gnaïsse RMR III	25	0,67	2,20	0,36	2,5

5.1 Modelo numérico 1

O modelo 1 foi confeccionado para servir de base comparativa para o acréscimo das demais complexidades geológico-geotécnicas, portanto, é o modelo de complexidade mínima. Considera apenas a resistência da matriz rochosa nas simulações, de uma única litologia (leucogranitóide – Tabela 1), portanto, é a modelagem menos conservadora sob o ponto de vista da resistência mecânica dos materiais e, teoricamente, deve apresentar os menores valores de deslocamento e os maiores valores de tensões induzidas finais remanescentes no maciço após a conclusão das escavações. As tensões aplicadas no modelo são isotrópicas e iguais à tensão litostática, bem como nos modelos 2 e 3 ($k = 1$).

5.2 Modelo numérico 2

No modelo 2, como acréscimo de complexidade geológica em relação ao Modelo 1, inseriu-se o contato entre o biotita gnaïsse e o leucogranitóide devido à ocorrência do SCSS. Contudo, diferentemente dos modelos numéricos subsequentes, os parâmetros de resistência são respectivos à matriz rochosa e não ao maciço rochoso (Tabela 1). Deste modo, teoricamente, os deslocamentos previstos para este modelo serão menores do que os previstos nos modelos 3, 4 e 5, e maiores do que os previstos para o modelo 1 na região de escavação do biotita gnaïsse.

5.3 Modelo numérico 3

No modelo 3, como acréscimo de complexidade geológica em relação ao modelo 2, inseriu-se a degradação do maciço rochoso devido à ocorrência do SCSS, que foi classificado na fase de projeto do túnel, e por vezes mapeado na frente de escavação,

como maciço de Classe III/IV do *RMR*, com pontuação média de 44 pontos.

Como mencionado anteriormente, a partir das classificações geomecânicas inferiu-se os parâmetros de entrada para o modelo por meio de ábacos e de ensaios em testemunhos de sondagens rotativas, realizados nas etapas de investigação do projeto (Santos, 2024). Inseriu-se no modelo uma faixa de maciço de pior qualidade geomecânica, concordante com o plano do SCSS, de atitude N43E/33NW, com uma espessura real de 50 m (aproximadamente 5 vezes o diâmetro do túnel). Essa geometria também é replicada para os modelos 4 e 5.

5.4 Modelos numéricos 4 e 5

A fim de verificar a importância da anisotropia das tensões, os modelos numéricos 4 e 5 levaram em consideração uma variação progressiva de *k*, de 1,5 a 2,5, de modo a entender suas implicações nas tensões induzidas e deslocamentos observados nos contornos da escavação dos túneis. O modelo geológico e os parâmetros de resistência e deformabilidade são os mesmos do modelo 3 (Tabela 1). As direções de σ_1 , σ_2 e σ_3 são NE-SW, NW-SE e vertical, respectivamente.

5.5 Geometria dos modelos

A Figura 11 apresenta a geometria de todos os modelos gerados, partindo-se do modelo 1, em que há apenas uma litologia, passando para o modelo 2, no qual há duas litologias, migrando-se para os modelos 3, 4 e 5, que apresentam a mesma geometria, considerando as classificações geomecânicas de maciços (*RMR*), contrastando-se com os modelos 1 e 2, cujos parâmetros são respectivos à matriz rochosa,

portanto, menos conservadores, uma vez que majoram a qualidade geomecânica do material geológico.

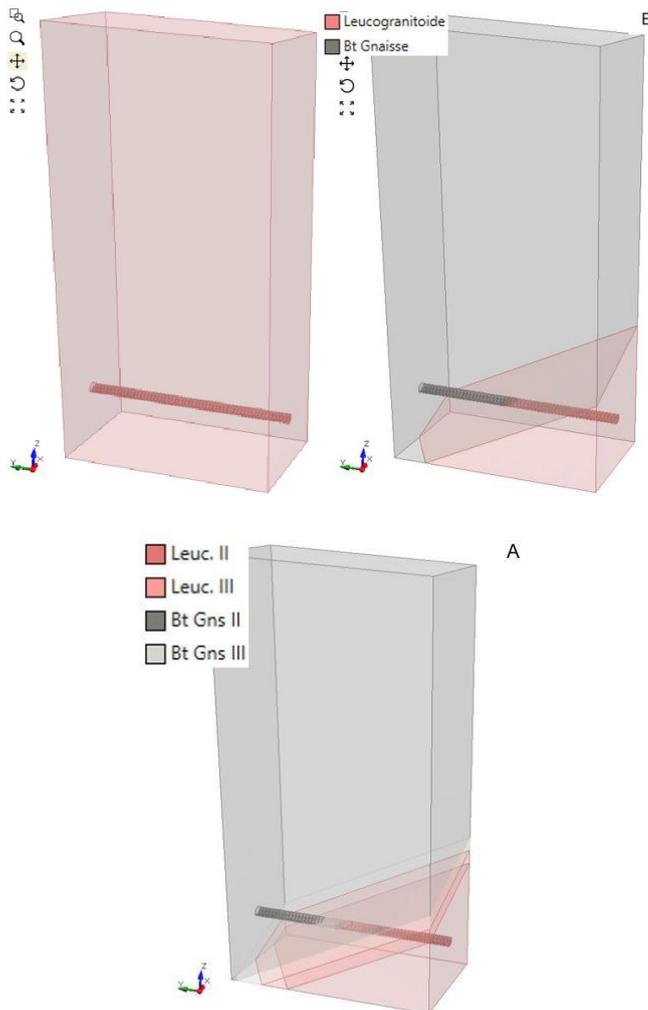


Figura 11. Geometria dos modelos numéricos. A) modelo 1; B) modelo 2; C) modelos 3, 4 e 5.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos a partir das simulações numéricas no *RS3*, bem como as principais observações decorrentes.

6.1 Query Lines

Antes de mais nada, é necessário pontuar que, no *RS3*, quando se trata de deslocamentos, os sinais negativos (-) referem-se ao sentido oposto ao crescimento dos respectivos eixos XYZ do modelo numérico (Figura 8 e Figura 11), ou seja, como Z reflete o eixo vertical orientado para cima, deslocamentos com sinais negativos representam subsidência do terreno (recalques); sinais negativos no eixo X refletem deslocamentos para o sentido oeste (em sentido à lateral esquerda da caixa externa); já sinais negativos no eixo Y refletem deslocamentos para o sul (sentido do avanço das escavações do túnel – sentido ao emboque sul), uma vez que no caso em estudo,

estabeleceu-se que o eixo Y é paralelo ao eixo do túnel, com crescimento para o norte. Já os deslocamentos totais, considerando a computação vetorial dos componentes x , y e z , serão dados em módulo (Figura 12). No quesito tensões, os sinais positivos representam esforços de compressão, enquanto os negativos representam esforços de tração.

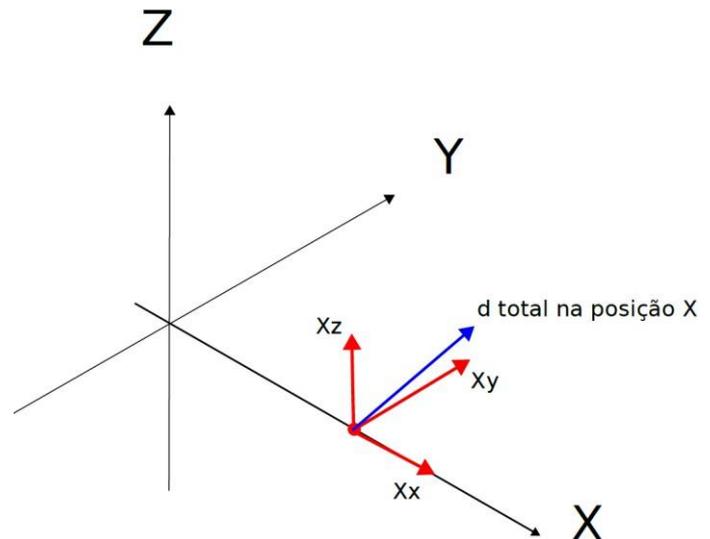


Figura 12. Eixo X, Y e Z do modelo numérico, bem como as componentes x , y e z , além da resultante

Para realizar as investigações das tensões e deslocamentos em todos os modelos numéricos estabeleceram-se 4 (quatro) linhas de investigação, denominadas QL (*Query Lines*), nas posições indicadas na Tabela 2 e na Figura 13.

Tabela 2. Localização das QL (*query lines*) nos modelos numéricos

Query Line	Coordenadas nos modelos numéricos		
	X (m)	Y (m)	Z (m)
QL01	50	0 a 200	-350
QL02	45	0 a 200	-355
QL03	50	0 a 200	-360
QL04	55	0 a 200	-355

A QL01 foi inserida ao longo da geratriz superior do túnel; a QL02 ao longo da lateral direita do túnel; a QL03 ao longo da geratriz inferior do túnel; e a QL04 ao longo da lateral esquerda do túnel. Cada nó das *queries lines* é capaz de armazenar valores de tensão e deslocamento. Foram criados nós a cada 3,5 m de escavação, de acordo com a dimensão do avanço da escavação. A Tabela 3 apresenta os resultados dos deslocamentos totais (em m) em pontos nevrálgicos da escavação, calculados nos nós das QLs para todos os modelos, enquanto a Tabela 4 apresenta os valores de tensões diferenciais residuais ($\sigma_1 - \sigma_3$) em kPa, também para todos os modelos.

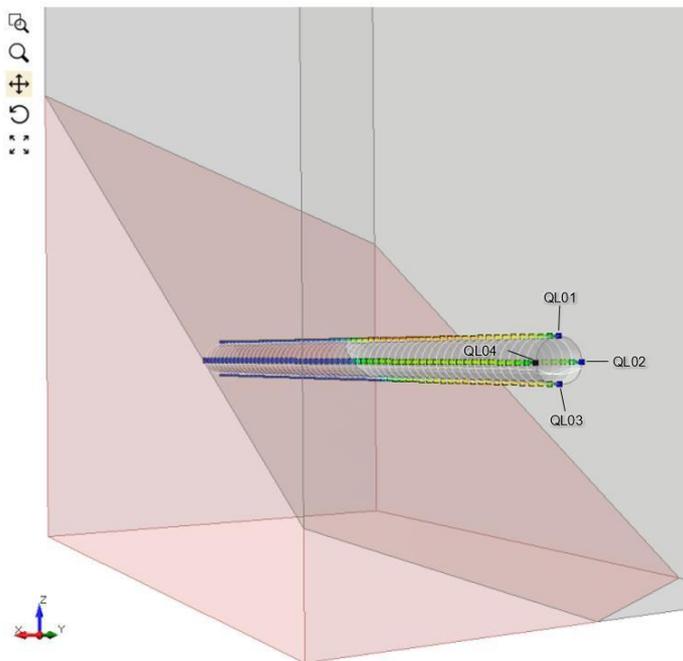


Figura 13. Eixo X, Y e Z do modelo numérico, bem como as componentes x , y e z , além da resultante

Tabela 3. Valores de deslocamentos totais (em m), calculados em pontos nevrálgicos de escavação do túnel: geratrizes superior e inferior, bem como laterais direita e esquerda. Mostra-se também a variação de deslocamento de um modelo para o anterior.

Posição do nó no eixo Y	Modelo				
	1	2	3	4	5
QL01 50m	0,0012	0,0127 ↑10,5x	0,0257 ↑2,0x	0,0410 ↑1,6x	0,0945 ↑2,3x
QL01 100m	0,0012	0,0049 ↑4,8x	0,0236 ↑4,8x	0,0307 ↑1,3x	0,0606 ↑2,0x
QL01 150m	0,0012	0,0013 ↑1,1x	0,0015 ↑1,1x	0,0015 ↑1,0x	0,0022 ↑1,4x
QL02 50m	0,0010	0,0108 ↑10,8x	0,0251 ↑2,3x	0,0406 ↑1,6x	0,0966 ↑2,4x
QL02 100m	0,0010	0,0021 ↑2,1x	0,0072 ↑3,4x	0,0133 ↑1,8x	0,0343 ↑2,6x
QL02 150m	0,0010	0,0011 ↑1,1x	0,0012 ↑1,1x	0,0020 ↑1,6x	0,0035 ↑1,7x
QL03 50m	0,0012	0,0114 ↑9,5x	0,0347 ↑3,0x	0,0591 ↑1,7x	0,1436 ↑2,4x
QL03 100m	0,0013	0,0009 ↓0,7x	0,0018 ↑2,0x	0,0026 ↑1,4x	0,0060 ↑2,3x
QL03 150m	0,0012	0,0012 1,0x	0,0011 ↓0,9x	0,0011 1,0x	0,0011 1,0x
QL04 50m	0,0010	0,0102 ↑10,2x	0,0278 ↑2,7x	0,0442 ↑1,6x	0,1090 ↑2,4x
QL04 100m	0,0011	0,0012 ↑1,1x	0,0029 ↑2,4x	0,0045 ↑1,5x	0,0098 ↑2,2x
QL04 150m	0,0011	0,0010 ↓0,91x	0,0011 ↑1,1x	0,0018 ↑1,6x	0,0031 ↑1,7x

Tabela 4. Valores das tensões diferenciais induzidas finais, em kPa, calculados em pontos nevrálgicos da escavação do túnel: geratrizes superior e inferior, bem como laterais direita e esquerda.

Posição do nó	Modelo				
	1	2	3	4	5
QL01 50m	14.556	14.730	5.901	6.224	6.479
QL01 100m	14.396	33.305	10.115	9.932	10.630
QL01 150m	15.212	14.139	15.925	21.585	24.155
QL02 50m	16.592	16.926	5.009	4.902	4.979
QL02 100m	17.049	28.126	11.121	11.069	14.492
QL02 150m	16.800	16.831	16.166	13.467	11.710
QL03 50m	13.172	13.341	4.075	4.046	4.521
QL03 100m	13.386	14.924	8.910	9.038	10.271
QL03 150m	13.546	12.933	13.235	15.878	12.905
QL04 50m	17.297	17.626	4.550	4.577	4.521
QL04 100m	17.748	21.927	9.996	10.254	10.271
QL04 150m	17.480	16.913	16.436	14.086	12.905

Nas Figuras 14 e 15 estão plotados os valores de deslocamento totais e tensões diferenciais finais, respectivamente, medidos na geratriz superior do túnel (QL01) ao longo dos 200 m de escavação. Assim como nas Tabelas 3 e 4, as distâncias dos nós são medidas a partir do emboque norte, portanto, a 50 m, os nós estão situados antes do SCSS; a 100 m, estão nas imediações de contato; já a 150 m, estão após o SCSS, inseridos integralmente na litologia do leucogranitóide.

A depender do modelo, a 50 m ou a 100 m, a litologia pode ser o leucogranitóide (modelo 1) ou o biotita gnaisse (modelos 2 ao 5), sendo que nos modelos 3 a 5, a 100 m do emboque, há uma região fragilizada sob o ponto de vista geomecânico (menores valores de RMR), como mostrou a Figura 11.

6.2 Deslocamentos

Muito embora o comportamento das curvas na Figura 13 apresente certa conformidade geométrica, as magnitudes dos deslocamentos observadas nos modelos diferem entre si.

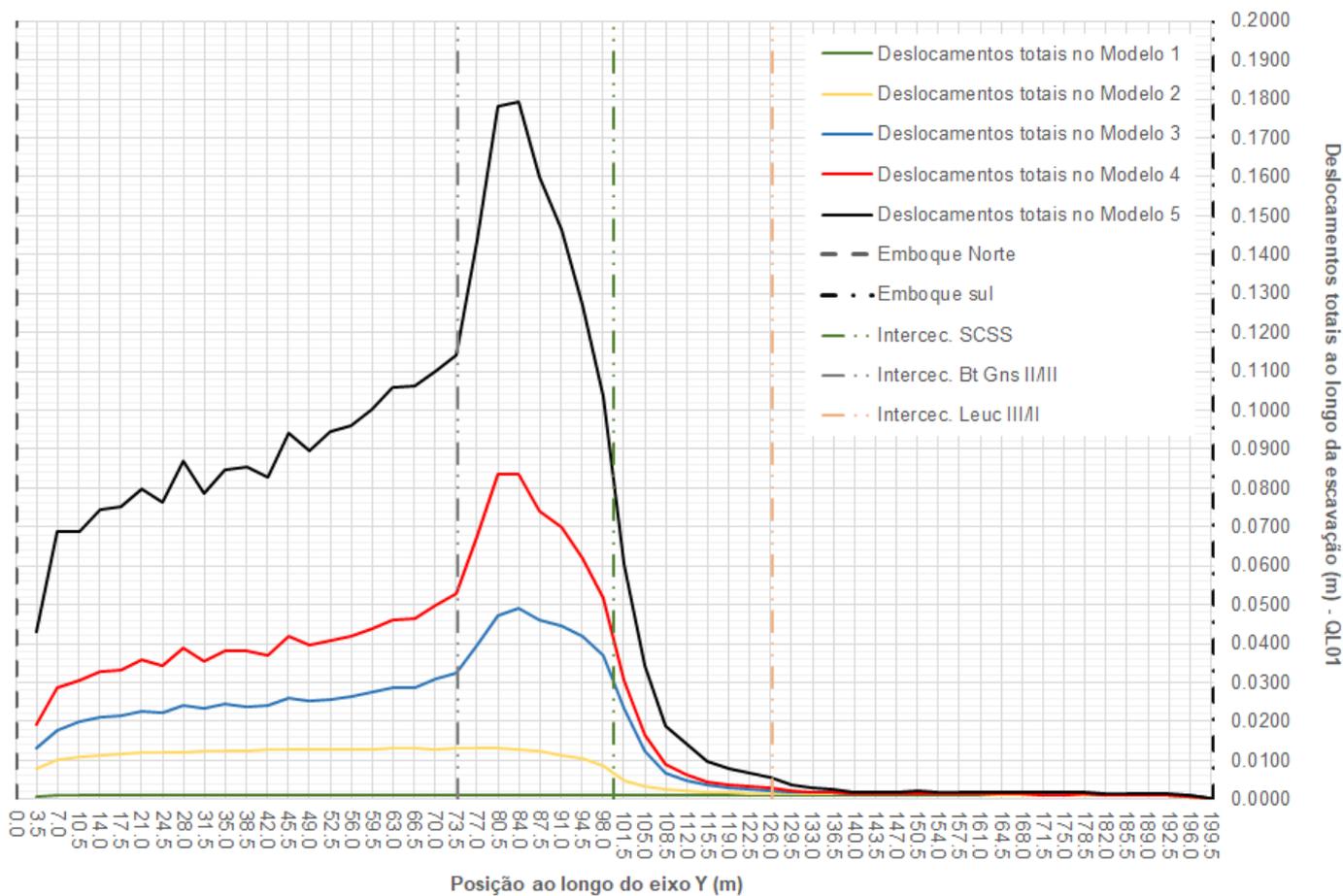


Figura 14. Deslocamentos totais ao longo dos 200 m de escavação do túnel, calculados na geratriz superior (QL01).

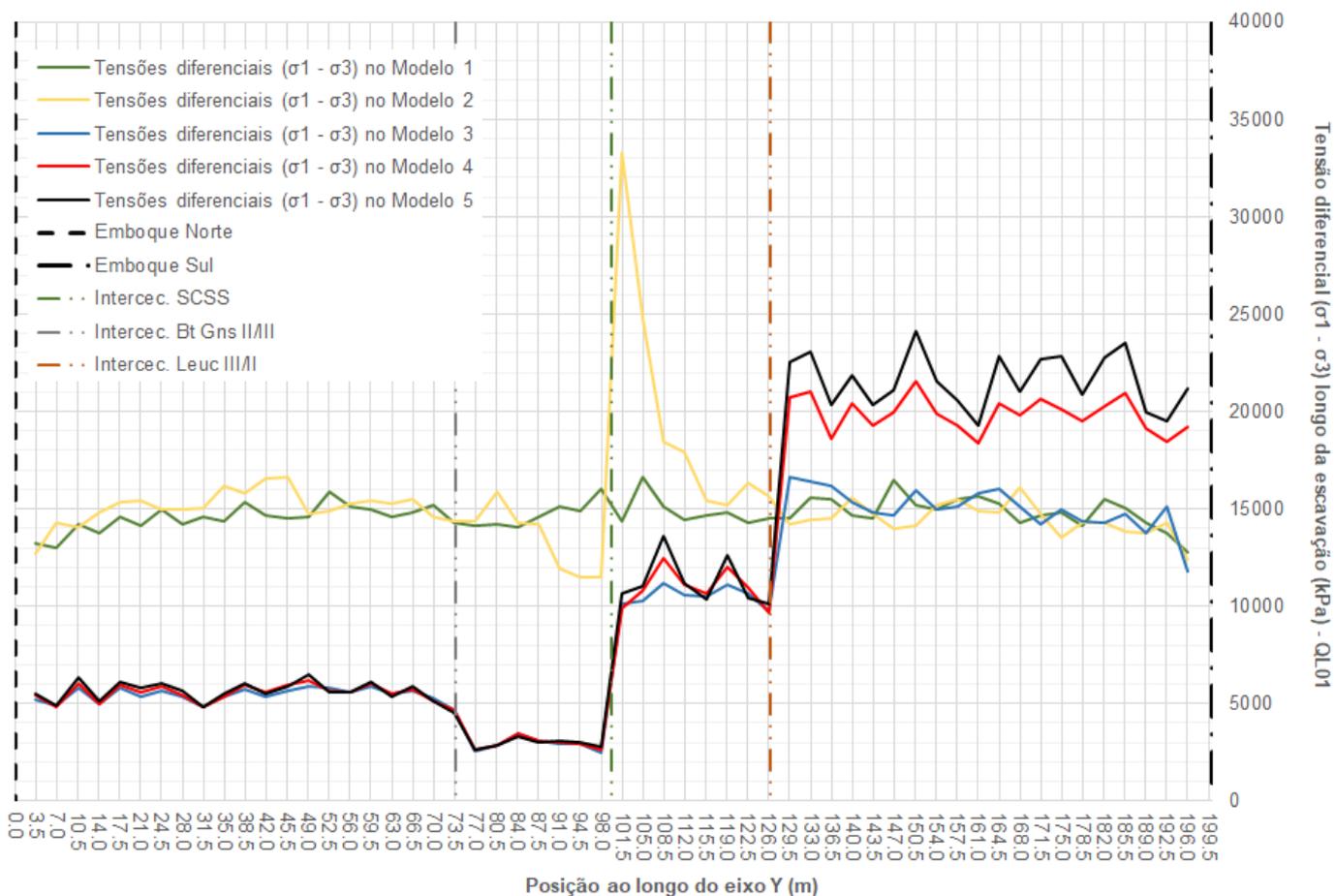


Figura 15. Tensões diferenciais induzidas finais ao longo dos 200 m de escavação do túnel, calculadas na geratriz superior (QL01).

De maneira geral, o modelo 5 é aquele que apresenta os maiores deslocamentos, enquanto o modelo 1 os menores, entretanto, pode-se dizer que no trecho de ocorrência do leucogranitóide de melhor qualidade geomecânica, distando-se do SCSS e já vencido o trecho fragilizado de RMR, ou seja, a partir da distância 140 m, os deslocamentos observados nos modelos são praticamente equivalentes. Isto se dá pelo fato dos melhores parâmetros mecânicos do leucogranitóide neste trecho, que já é capaz de absorver as maiores solicitações do campo de tensões induzidas.

Nos modelos 1 e 2 os parâmetros elásticos e de resistência atribuídos aos materiais geológicos são de melhor qualidade, representando intrinsecamente a resistência da matriz rochosa, e não do maciço como um todo, o que tenta mimetizar a pontuação RMR. Justifica-se então os menores valores de deslocamento observados nesses dois modelos.

Portanto, pode-se dizer que a parametrização correta do maciço rochoso implica diretamente nos valores de deslocamentos finais observados, ressaltando a importância dos ensaios laboratoriais e de campo para suas respectivas obtenções.

Quando se avalia a Tabela 4 notam-se os seguintes principais aspectos:

- a) a mudança de litologia do modelo 1 para o modelo 2, passando de trecho interpretado como leucogranitóide para biotita gnaisse, influenciou sobremaneira nos valores de deslocamentos;
- b) a inserção da faixa de RMR também afetou os deslocamentos demasiadamente;
- c) a progressão dos valores de k influenciou os deslocamentos de maneira diretamente dependente, sobretudo para os trechos de materiais geológicos com piores qualidades geomecânicas; e
- d) para os trechos em leucogranitóide que distam 150 m do emboque norte, as influências das inserções de complexidade se mostraram menores, como já discutido em parágrafos anteriores, devido à elevada qualidade geomecânica deste litotipo.

Das alíneas *a* à *d* suprarreferidas, pode-se dizer que a correta interpretação geológica dos maciços aflorantes na frente de escavação, bem como nas etapas de investigação, se faz necessária, do mesmo modo que a identificação do campo de tensões atuantes, já que todos estes fatores influenciam nas

quantidades de deslocamento calculadas, sobretudo para litologias com piores qualidades geomecânicas.

Quando se observam os valores de deslocamentos nas laterais direita (QL02) e esquerda (QL04) em um mesmo modelo (Tabela 4), constata-se que estes não são iguais, decorrentes dos contatos geológicos inseridos, de mergulho para NW. As transições geológicas afloram primeiro na lateral direita do túnel, isso sob a perspectiva do avanço das escavações (sentido ao emboque sul), e, por consequência, os deslocamentos na lateral esquerda são menores do que na lateral direita quando a transição se dá de uma zona menos competente para uma zona mais competente.

Portanto, em modelos nos quais não são inseridos contatos com as atitudes geológicas reais medidas em campo, esses aspectos correlacionados às anisotropias não são considerados na modelagem e seus resultados podem não explicar deslocamentos diferenciais observados em campo pelas instrumentações instaladas nas laterais dos túneis.

Por fim, pode-se dizer que as diferenças de valores de deslocamento nos modelos estão ligados, sobremaneira, às propriedades mecânicas dos materiais (parâmetros de resistência e deformabilidade) e ao valor de k , que quanto mais anisotrópico (mais distante de 1), maiores são os deslocamentos calculados, como se observa na comparação entre os modelos 3 a 5 (Figura 13), que apresentam as mesmas propriedades geomecânicas.

A Figura 16 apresenta os deslocamentos totais calculados em cada modelo numérico após a escavação total do túnel. A disposição da figura é uma seção longitudinal do túnel, em que o emboque norte está na lateral direita da figura, e o sul, na lateral esquerda, portanto, as escavações se deram da direita para esquerda, iniciando-se no biotita gnaisse, passando pelo SCSS, encerrando-se no leucogranitóide.

6.3 Tensões induzidas

No que diz respeito às tensões induzidas finais no maciço, observa-se um contraste de comportamento e magnitude entre os modelos numéricos (Figura 15).

Devido às suas propriedades geomecânicas menos resistentes, quando comparadas às do modelo 1 e 2, o maciço de biotita gnaisse dos modelos 3, 4 e 5 é incapaz de acomodar as tensões induzidas sem sofrer grandes deformações, como mostra a Figura 17, em são plotados os contornos dos valores de σ_1 no estágio 117 (após a escavação total do túnel).

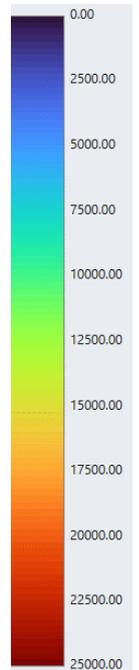
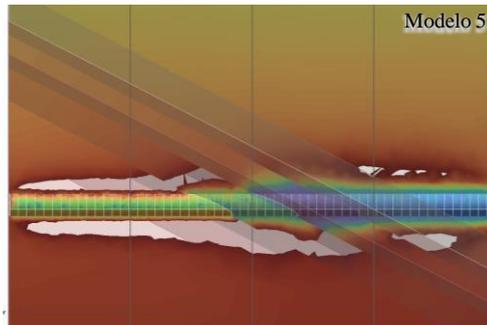
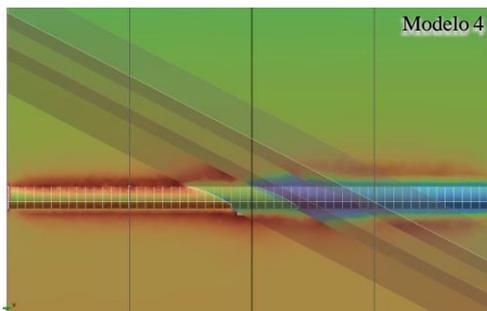
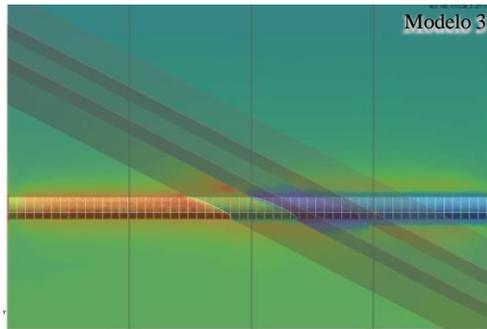
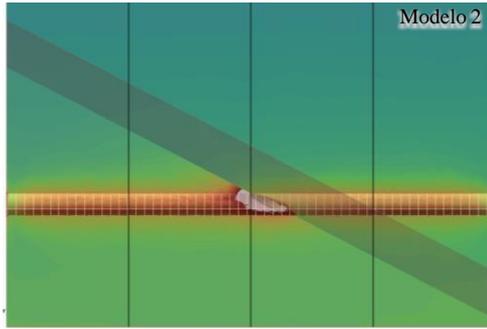
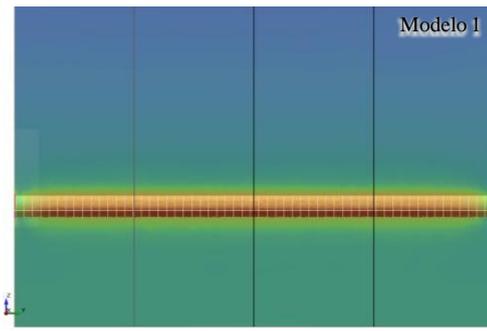
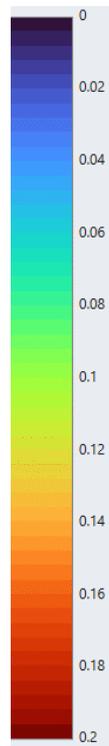
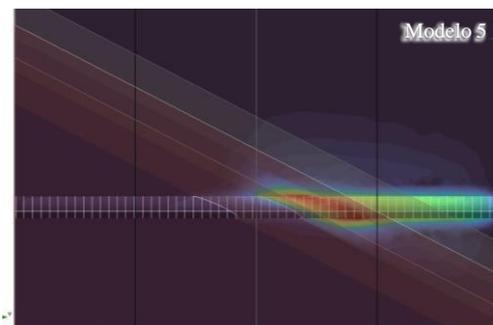
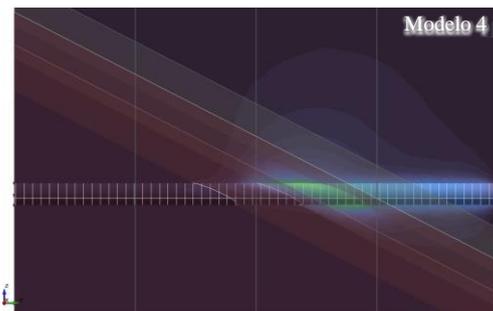
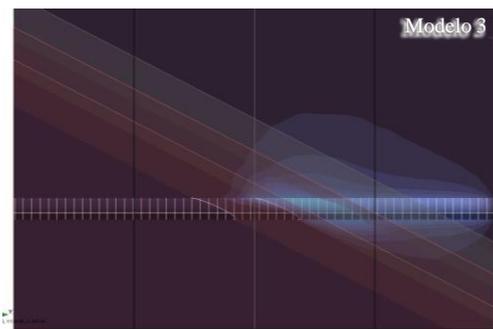
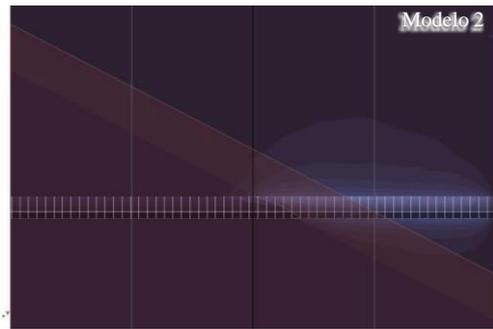
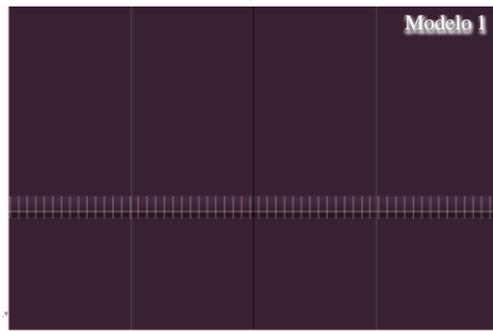


Figura 16. Deslocamentos totais após a escavação completa do túnel (estágio 117), nos cinco modelos. Notar pela escala de cor que os maiores deslocamentos se encontram nos trechos de biotita gnaiss nos modelos com maiores valores de k .

Figura 17. Tensão principal σ_1 após a escavação completa do túnel (estágio 117). Valores em branco excederam o valor de 25000 kPa.

Logo, ao se plastificar na região do contorno da escavação, as tensões presentes no biotita gnaissé são aliviadas, como mostram os resultados gráficos apresentados na Figura 15 e a coloração azul na Figura 17. Neste quesito fica evidente, mais uma vez, que a inserção da zona de falha geológica (SCSS) reduz a qualidade mecânica do maciço e interfere na sua capacidade final de suportar tensões induzidas, demandando ou não sistemas de suporte mais ou menos robustos.

Decorrente disto, quando se compara os modelos 2 e 3, observa-se que as maiores tensões diferenciais nos limites da escavação do biotita gnaissé (geratrizes e laterais) ocorrem no modelo 2 como um todo (Figura 15 e Figura 17), enquanto que nos trechos de escavação do leucogranitóide II, os valores das tensões diferenciais nos dois modelos são semelhantes, sobretudo devido à melhora da qualidade geomecânica do material (leucogranitóide), que permite que, em ambos os modelos, as tensões induzidas finais sejam absorvidas pelo maciço rochoso sem a ocorrência de grandes plastificações.

Constata-se que, ao contrário do que acontece com os deslocamentos, por mais que se aumente o valor de k , os valores finais de tensão diferencial induzida na superfície de escavação do biotita gnaissé, após a escavação total do túnel, não aumentam na mesma proporção, as vezes ficando praticamente estagnados (Figura 15). Isto se dá por razão da baixa competência do maciço rochoso de biotita gnaissé, que se plastifica ao ser carregado e não acomoda parcelas das novas tensões, como acontece com o leucogranitóide.

Os resultados das modelagens, embora de teor qualitativo (devido às limitações e simplificações adotadas), mostram que a magnitude das tensões induzidas finais pode ser majorada ou minorada em posições específicas da seção escavada a depender da orientação das tensões principais em relação ao eixo do túnel. Nos estudos desenvolvidos este fato fica ressaltado por meio do modelo 5 no trecho de leucogranitóide, em que por razão dos maiores valores de k (anisotropia das tensões naturais), as maiores tensões induzidas são registradas no trecho das geratrizes superior e inferior, e os menores nas laterais direita esquerda, uma vez que neste modelo a tensão principal σ_I é inicialmente horizontal ($\sigma_I = \sigma_H$).

Ainda por meio das Figuras 15 e 17 é possível observar que o comportamento do campo de tensões induzidas na região do contato do SCSS não é trivial, chegando a valores anômalos devido à grande diferença de rigidez dos materiais em análise (vide modelo 2). Este estudo não se aprofundou em entender o que de fato aconteceu neste trecho,

endossando-se a premissa de sempre se atravessar essas zonas geológicas de maneira cuidadosa e investigativa durante a escavação de túneis NATM.

7 CONCLUSÕES

Ficou evidenciado por meio das simulações numéricas que os valores de tensões induzidas finais são dependentes dos valores das tensões naturais (k), dos parâmetros de resistência e deformabilidade que compõem os modelos constitutivos, da orientação das tensões principais e da presença de anisotropias estruturais / litológicas. A depender desses valores e orientações no espaço tridimensional, tensões diferenciais elevadas podem ser induzidas nos contornos das escavações, aumentando a probabilidade de plastificação demasiada do maciço e ruptura da superfície escavada.

Os resultados mostram uma relação não trivial entre esses fatores, que pode ser sintetizada da seguinte forma: quando a rocha é competente sob o ponto de vista geomecânico, esta é capaz de acumular elasticamente as maiores magnitudes de tensões diferenciais finais (tensões induzidas), até o seu limite de plastificação. Logo, a depender da situação inicial das tensões (tensões naturais), um dado modelo pode ter esse limite ultrapassado ou não. Adicionalmente, esta magnitude pode ser majorada ou minorada em posições específicas da seção escavada a depender da orientação das tensões principais em relação ao eixo do túnel.

Ao aumentar o valor de k ficou flagrada uma relação positiva com o aumento dos deslocamentos totais observados, sobretudo em maciços rochosos de baixa qualidade geomecânica (biotita gnaissé classe III do RMR). Neste trabalho as anisotropias foram consideradas de maneira indireta: em modelos homogêneos e isotrópicos equivalentes contínuos, por meio das classificações de maciço (modelos 3, 4 e 5). Em todos esses modelos os deslocamentos foram geralmente maiores do que os observados nos modelos 1 e 2, nos quais o maciço foi considerado intacto, sem inserção de parâmetros que representassem descontinuidades, portanto, representando a resistência da matriz rochosa, e não do maciço.

Devido à possibilidade tangível dessas estruturas (foliações, fraturas, contatos etc.) serem mapeadas em escala regional e local durante o desenvolvimento das obras, e também devido aos *softwares* possibilitarem sua inclusão de maneira rotineira, não se justifica atualmente a modelagem numérica de obras de infraestrutura subterrânea sem a introdução de informações dessas descontinuidades, seja de maneira implícita ou explícita.

Outro aspecto que vale destacar é que rochas competentes, sob o ponto de vista mecânico, permitem a acomodação de grandes tensões antes que se rompam abruptamente (comportamento frágil). Nessas situações, a identificação de locais com concentração de tensão por meio de modelagem numérica, e uma observação mais detalhada dos gráficos das instrumentações, são auxílios indispensáveis, porque nem sempre um comportamento de plastificação nítido é caracterizado no maciço rochoso, e a ruptura pode ser repentina. Análises numéricas podem contribuir para identificação prévia destes locais, que normalmente, e não obrigatoriamente, se dão nos limites das superfícies escavadas.

Adicionalmente, é recomendado que em maciços rochosos cujas deformações estejam dentro do campo elástico e que as rupturas sejam controladas pela movimentação de blocos individuais, análises cinemáticas devam ser realizadas, sejam por meio de estereogramas ou por *softwares* de modelagem numérica, contínua ou descontínua, uma vez que as rupturas podem se dar por planos de descontinuidades condicionados pela ação da gravidade, como descrito na teoria de Blocos Chaves, abordagem que foge do escopo dos *softwares* com o método de elementos finitos em que não há atualização de malhas a cada iteração.

8 AGRADECIMENTOS

Para o desenvolvimento desta pesquisa, os autores agradecem o apoio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), do Instituto de Geociência da Universidade de São Paulo (IGc-USP) e do antigo Desenvolvimento Rodoviário S/A (Dersa) por meio de seu SIC (Serviço de Informação ao Cidadão).

REFERÊNCIAS

Amadei, B., Pan, E. 1992. Gravitational stress in anisotropic rock masses with inclined strata. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, v. 29, no. 3, p. 225-236.

Armelin, J.L. 2010. *Medição de tensões in situ em maciços rochosos e estruturas de concreto [Tese de Doutorado]*. Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 305 p.

Armelin, J.L., Guimarães, A.J. 2022. *Considerações gerais sobre tensões in situ e a aplicação de breakouts em sua determinação*. ABGE, 173 p.

Assumpção, M., Dias, F.L., Zevallos, I., Naliboff, J.B. 2016. Intraplate stress field in South America from earthquake focal mechanisms. *Journal of South American Earth Sciences*, v. 71, p. 278-295, doi: 10.1016/j.jsames.2016.07.005

Azevedo, A.A. 2002. *A incorporação de incertezas de natureza geológica no projeto e construção de túneis urbanos – proposta metodológica baseada na teoria da decisão [Tese de Doutorado]*. Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, 181 p.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, v. 6, p. 189-236.

Brown, E.T., Hoek, E. 1978. Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth: Nota Técnica. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, v. 15, p. 211-215.

Campanha, G.A.C., Ens, H.H., Ponçano, W.L. 1994. Análise morfotectônica do Planalto do Juqueriquerê, São Sebastião. *Revista Brasileira de Geociências*, v.24, no. 1, p. 32-42.

Campanha, G.A.C., Ens, H.H. 1996. Estruturação geológica da região da Serra do Juqueriquerê, São Sebastião, SP. *Boletim IG-USP, Série Científica*, v. 27, p. 21-49.

Cecílio Junior, M.O. 2009. *Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaisses por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões [Dissertação de Mestrado]*. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, 204 p.

Copche, F.; Borloni, R. N.; Ramos, A. P. 2024. Integração de serviços de missão crítica com a tecnologia 5G. *Brasil Engenharia*, p. 86-89.

Cosgrove, J.W., Hudson, J.A. 2016. *Structural geology and rock engineering*. London, Imperial College, 526 p.

Dias Neto, C.M. 2001. *Evolução tectono-termal do Complexo Costeiro (Faixa de Dobramentos Ribeira) em São Paulo [Tese de Doutorado]*. Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, 160 p.

Dias Neto, C.M., Correia, C.T., Tassinari, C.C.G., Munhá, J.M.U. 2009. Os anfíbolitos do Complexo Costeiro na região de São Sebastião, SP. *Geologia USP, Série Científica*, São Paulo, v. 9, no. 3, p. 71-87,

Fossen, H. 2012. *Geologia estrutural (primeira edição)*. São Paulo, Oficina de Textos, 584 p.

- Goodman, R.E. 1989. *Introduction to rock mechanics (second edition)*. New York, John Wiley and Sons, 562 p.
- Goodman, R.E., Shi, G.H. 1985. *Block theory and its application to rock engineering*. Englewood Cliffs - NJ, Prentice-Hall, 338 p.
- Hoek, E., Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 34, no. 8, p. 1165-1186.
- Hoek, E., Brown, E.T. 1980. *Underground excavations in rock*. London, E & FN Spon, 527 p.
- IPT. 2013. *Ensaio para determinação da Resistência à Compressão Uniaxial, Módulo de Deformabilidade e Coeficiente de Poisson em material rochoso – Relatório 134 970-205 [não publicado]*, 23 p.
- ITA. 1994. Underground Repositories for non-nuclear waste: considerations for engineering design. *Tunnel and Underground Space Technology*, v. 9, no. 4, p. 461-469.
- Jethwa, J.L., Singh, B, B, Singh, Mithal, R.S. 1980. Influence of geology on tunnelling conditions and deformational behaviour of supports in faulted zones: a case history of the Chhibro-Khodri tunnel in India. *Engineering Geology*, v. 16, p. 291-319.
- Maffra, C.Q.T. 2000. *Geologia estrutural do embasamento cristalino na região de São Sebastião, SP: evidências de um domínio transpressivo [Dissertação de Mestrado]*. Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, 113 p.
- Magalhães, F.S. 1999. *Tensões regionais e locais: casos no território brasileiro e padrão geral [Tese de Doutorado]*. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 225 p.
- Meira, V.T., Garcia-Casco, A., Juliani, C., Schorscher, J.H.D. 2019. Late Tonian within-plate mafic magmatism and Ediacaran partial melting and magmatism in the Costeiro Domain, Central Ribeira Belt, Brazil. *Precambrian Research*, v. 334, 22 p.
- Pereira, J.P.S., Iyomasa, W.S., Pizzato, E. 2018. *Estudo do mecanismo de rockburst na Serra do Mar*. 16º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 9 p.
- Reis, A., Assis, A. 2021. *Análise e dimensionamento de uma tuneladora tipo EPB*. 5º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas e Seminário Internacional “Latin American Tunnelling Seminar – LAT 2021”, São Paulo, p. 25-36.
- Salmoni, B. 2014. *Análise do mecanismo de rock burst a partir da teoria da elasticidade [Dissertação de Mestrado]*. Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, 146 p.,
- Santos, F.S. 2024. *Modelagem numérica de maciço rochoso cristalino escavado por túnel: respostas às variações no campo de tensões in-situ, na complexidade geológica e nos modelos constitutivos [Dissertação de Mestrado]*. Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, 216 p.
- Santos Júnior, R.V. 2020. *Evolução geomorfológica no Quaternário recente do Canal de São Sebastião [Dissertação de Mestrado]*. Universidade de São Paulo, Instituto Oceanográfico, 139 p.
- Suguo, K., Martin, L. 1978. *Formações quaternárias marinhas do litoral paulista e sul fluminense*. International Symposium on Coastal Evolution in the Quaternary, Special Publication no. 1, 68 p.
- Rabcewicz, L.V. 1964. The New Austrian Tunnelling Method. Part One. *Water Power*, v. 16, no. 11, p. 453-457.

Jet Grouting – Desvios Durante Perfurações em Maciços Terrosos. Considerações, Avaliações e Medidas Compensativas em Malhas Hexagonais.

J. R. Lopes

Jet Geotecnia e Engenharia Ltda, Tremembé, Brasil

RESUMO: Este trabalho discorre sobre a relevância e impacto da ocorrência de desvios durante a execução de colunas de Jet Grouting em malhas hexagonais. Tais desvios, inerentes à execução da técnica, devem ser bem avaliados tanto durante a fase de elaboração dos projetos, quanto durante a sua implantação, com medidas que possam compensá-los parcial ou totalmente.

1. INTRODUÇÃO

À medida que os projetos envolvendo a execução de colunas Jet Grouting (ou CCP ou JG ou JSG) exigem perfurações mais profundas, a questão dos desvios durante as perfurações se torna tecnicamente mais relevante. Este contexto exige que os projetistas tenham a percepção de que as execuções de colunas rasas (até 25m) e a de colunas profundas (acima de 40m) devam ter tratamentos diferenciados no que se refere às avaliações e implicações das posições finais de colunas desviadas. Implicações fundamentais principalmente para projetos que envolvam escavações com a utilização de colunas de JG em valas urbanas e em moegas portuárias com lençol freático superficial.

Em muitos casos, além de uma cortina lateral em JG, também o fundo da vala ou poço pode empregar uma malha de colunas que tem como finalidade o travamento das laterais e, principalmente, impedir a entrada de água e carreamento de material pelo fundo, cumprindo a finalidade de tamponar. Em moegas portuárias, esse tamponamento deve ser estanque e exige que as colunas cumpram as suas intersecções de forma adequada. Qualquer falha na intersecção permitirá a entrada de água e solo. Portanto, as colunas

do tampão de fundo devem constituir uma malha totalmente fechada assim como as colunas laterais devem formar uma cortina estanque.

O executor de Jet Grouting deve atender o projeto nos três quesitos básicos: resistência, diâmetro e posicionamento e a projetista deve entender que os desvios fazem parte da técnica e levá-los em consideração na elaboração do projeto. A malha hexagonal é a distribuição ideal para um conjunto de colunas que, por exemplo, tenham de servir para um tamponamento para um poço ou vala. Nestes casos, qualquer desvio representa uma alteração no posicionamento da coluna com eventual comprometimento da malha e estanqueidade.

À medida que as perfurações são mais profundas, os afastamentos entre colunas podem representar um elevado descumprimento da malha hexagonal. A análise estatística permite determinar a malha de projeto, com o estabelecimento de determinado diâmetro de coluna e, na sequência, um incremento no diâmetro das colunas durante a execução visando atender um determinado percentual da malha hexagonal, (distância entre colunas vizinhas $\leq \frac{\sqrt{3}\phi}{2}$).

Também devemos avaliar o percentual de ocorrência de interferências durante as perfurações, com colunas vizinhas já executadas. Um percentual de 5% a 10% de colunas com interferências é perfeitamente aceitável. Caso esse percentual se revele elevado, a sequência executiva pode ser *fresh into fresh*, em que as colunas são executadas seguidamente umas às outras e não intercaladas.

Obs.: deve haver distinção entre a avaliação de um grupo de colunas em uma malha hexagonal e a avaliação em uma cortina estanque composta por uma ou mais linhas de colunas justapostas e secantes. Para um grupo de colunas que compõem um tampão de fundo, a avaliação deve ser feita pelo corte transversal enquanto para uma ou mais linhas de colunas que compõem uma cortina lateral, a avaliação deve ser feita pelo corte longitudinal.

2. CONSIDERAÇÕES SOBRE DIÂMETROS DE COLUNAS E DESLOCAMENTOS IMPOSTOS

Imaginemos um triângulo composto por 3 colunas em que se impõe um desvio de 0.20m como mostrado na figura 1. Independentemente do diâmetro da coluna que compõe o triângulo, o incremento de diâmetro na coluna que garante o fechamento será sempre o mesmo.

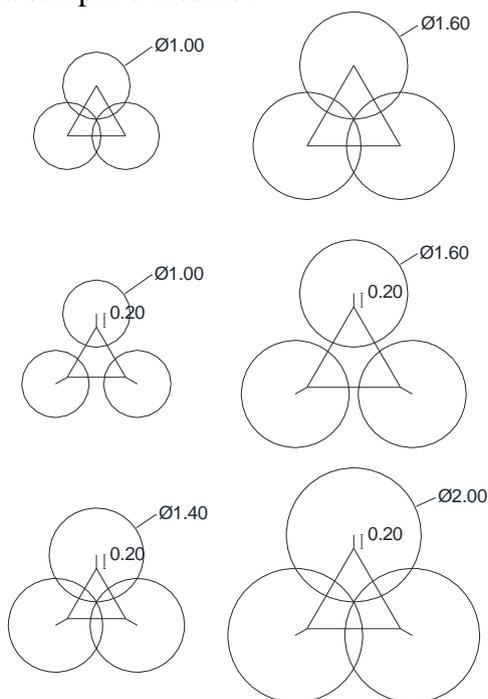


Figura 1 - Desvios de igual valor em colunas de diferentes diâmetros.

Sendo p a profundidade de perfuração e i o máximo desvio percentual esperado, temos que

$$d_{\text{máx.}} = i \times p$$

O incremento ao diâmetro da coluna é geometricamente dado por:

$$\Delta\varnothing = 2 \times d_{\text{máx.}}$$

E o diâmetro final necessário para atender à exigência será:

$$\varnothing_f = \varnothing + \Delta\varnothing \quad \text{ou} \quad \varnothing_f = \varnothing + 2 \times d_{\text{máx.}}$$

Na figura 1, as colunas no topo à esquerda são de 1.00m e as colunas no topo à direita são de 1.60m. Uma vez imposto um deslocamento de 0.20m, o incremento para ambos os casos é o mesmo. Para o triângulo à esquerda colunas de 1.40m garantem o fechamento e para o triângulo à direita colunas de 2.00m. Em ambos os casos, o incremento foi de 0.40m.

Mas, $\left(\frac{1.40}{1.00}\right)^2 = 1.96$ e $\left(\frac{2.00}{1.60}\right)^2 = 1.563$,

portanto o impacto dos incrementos é 25.4% maior para as colunas de Ø 1.00m. Portanto, compensação de desvios para colunas maiores representa economia e, para uma mesma superfície, teremos menor número de perfurações.

3. COMPENSAÇÃO GEOMÉTRICA

De maneira simplista, os desvios podem ser levados em consideração de duas maneiras. Pela Projetista, quando é ciente da ocorrência de desvios, tenta compensá-los efetuando um incremento no diâmetro, conforme figura 2.

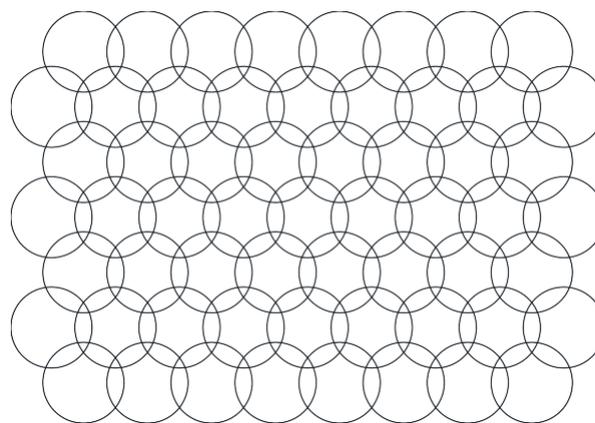


Figura 2 - Malha hexagonal conservadora.

Ou pela Executora que recebe um projeto com malha hexagonal sem compensação e o executa com colunas de diâmetro superior ao

de projeto. Em ambas as situações o resultado é conceitualmente o mesmo, porém no segundo caso, o executor acaba arcando com custos não previstos.

4. COMPENSAÇÃO ESTATÍSTICA

Tomemos como base uma malha hexagonal composta por colunas de diâmetro unitário. Para uma determinada profundidade e grau de desvio, temos que avaliar o resultado dessas colunas desviadas. Os desvios partem de zero (coluna totalmente vertical) até um máximo esperado (profundidade x desvio esperado) em direções aleatórias. Tomemos como exemplo, perfurações com desvios máximos de até 1% para profundidades até 10m. É razoável supor que cada coluna individualmente irá ter um desvio entre 0,0m e 0,10m em qualquer direção, e a malha de colunas será algo parecido com a figura 3.

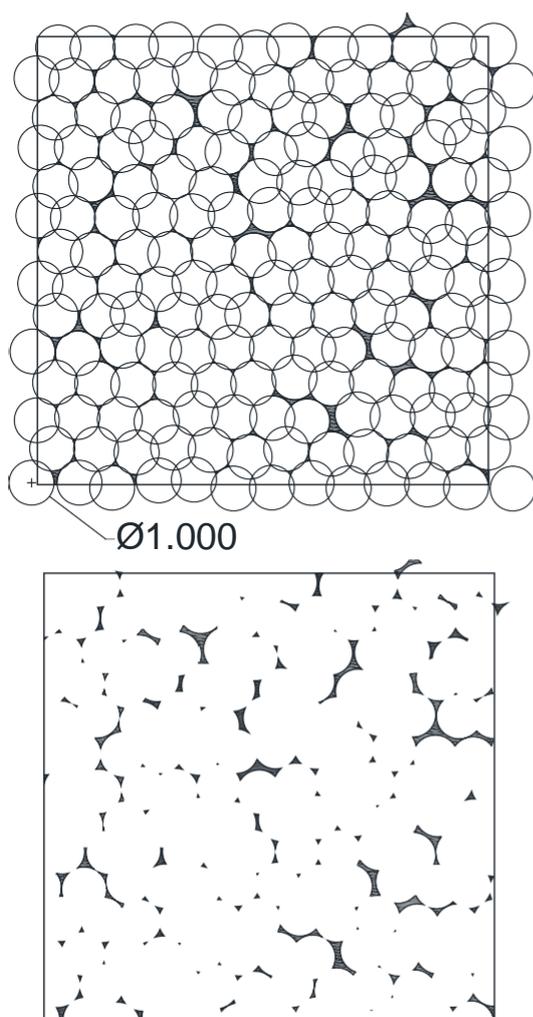


Figura 3- Vazios decorrentes de desvios. O atendimento à malha hexagonal é de 49%, e a área de vazios (2m²) corresponde a 2% da área total de 100m².

Esta é uma simulação geométrica para este nível de desvios. Já o impacto destes desvios no cumprimento para a função da malha dependerá do tipo de maciço, presença do lençol freático e finalidade ou exigência da obra etc. O termo **Desvio Relativo (D_{rel.})** refere-se à relação entre o desvio máximo ao final da perfuração e o diâmetro (de projeto) desta mesma coluna. Isto agrupa e facilita sobremaneira o desenvolvimento das considerações expostas, tornando-se o cerne conceitual. Duas colunas atendem os requisitos de uma malha hexagonal sempre que a distância entre elas for igual ou inferior a $\frac{\sqrt{3}}{2} \phi$.

$$d_{m\acute{a}x.} = i \times p \quad e \quad D_{rel.} = \frac{d_{m\acute{a}x.}}{\phi_{col.}} \quad (1.) \text{ e } (2.)$$

5. TRATAMENTO ESTATÍSTICO

Impor um tratamento estatístico e constatar o grau de atendimento ao projeto significa aceitar e compensar um inevitável percentual de desvios em que as colunas sofrem deslocamentos que vão de zero até o máximo previsto em direções e sentidos aleatórios em 360 graus. A compensação considera que todas as colunas são executadas com um diâmetro superior ao de projeto. Este incremento será tanto maior quanto maior for o grau de exigência e algum percentual de colunas poderá não estar fechadas entre si. O modelo gerado levou isso em consideração, e os resultados foram agrupados, obtendo-se uma avaliação probabilística muito representativa ainda que discreta (entenda-se por discreto aquilo que não gera uma curva contínua – mas são pontos desta curva – e fornece o percentual para qualquer consideração arbitrada). O modelo testou hipóteses para diferentes níveis de D_{rel.} arbitrados. A tabela 1 mostra simulações com o percentual de colunas que atendem à distância entre colunas em uma malha hexagonal para diferentes níveis de D_{rel.} Este percentual não tem correspondência com o percentual de vazios sobre a área total. Nota-se que, independentemente do diâmetro da coluna, o mesmo nível de D_{rel.} conduz ao mesmo percentual de atendimento à malha. Resumidamente, arbitrou-se quatro níveis de majoração das colunas em função do desvio

relativo. Isso não elimina a necessidade de uma avaliação em outros níveis, ampliando o

entendimento e tomada de decisão.

Tabela 1- Simulações para malhas de colunas com diâmetros de Ø 1,00m e Ø 1,60m

SIMULAÇÕES PARA MALHA DE PROJETO CONSIDERANDO COLUNAS Ø = 1,00M			
Obs.: atendimento à malha hexagonal ocorre quando distância entre colunas vizinha $\leq \sqrt{3}/2$ (0,866Ø)			
SIMULAÇÃO 1 - D _{rel} 5%		SIMULAÇÃO 3 - D _{rel} 15%	
Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal	Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal
Ø =1.00m	49%	Ø =1.00m	48%
Ø =1.025m	77%	Ø =1.075m	76%
Ø =1.05m	93%	Ø =1.15m	93%
Ø =1.10m	100%	Ø =1.30m	100%
SIMULAÇÃO 2 - D _{rel} 10%		SIMULAÇÃO 4 - D _{rel} 20%	
Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal	Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal
Ø =1.00m	49%	Ø =1.00m	47%
Ø =1.05m	76%	Ø =1.10m	75%
Ø =1.10m	93%	Ø =1.20m	92%
Ø =1.20m	100%	Ø =1.40m	100%
SIMULAÇÕES PARA MALHA DE PROJETO CONSIDERANDO COLUNAS Ø = 1,60M			
Obs.: atendimento à malha hexagonal ocorre quando distância entre colunas vizinha $\leq \sqrt{3}/2$ (0,866Ø)			
SIMULAÇÃO 1 - D _{rel} 5%		SIMULAÇÃO 3 - D _{rel} 15%	
Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal	Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal
Ø =1.60m	49%	Ø =1.60m	47%
Ø =1.64m	77%	Ø =1.72	76%
Ø =1.68m	92%	Ø =1.84m	93%
Ø =1.76m	100%	Ø =2.08m	100%
SIMULAÇÃO 2 - D _{rel} 10%		SIMULAÇÃO 4 - D _{rel} 20%	
Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal	Diâmetro das colunas executadas	Atendimento à malha hexagonal
Ø =1.60m	49%	Ø =1.60m	47%
Ø =1.68m	76%	Ø =1.76m	75%
Ø =1.76m	93%	Ø =1.92m	92%
Ø =1.92m	100%	Ø =2.24m	100%

Obs. o percentual de atendimento à Malha Hexagonal não corresponde ao percentual de área fechada pela malha.

Tabela 2 - Quadro resumo para alguns níveis de D_{rel}. A última linha é para um percentual genérico.

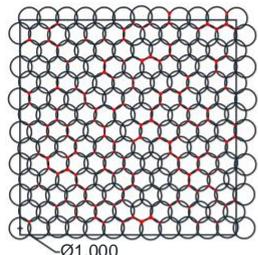
Desvio Relativo	Fator de Majoração			
	1	1=D _{rel} /2	1+D _{rel} .	1+2xD _{rel} .
	PERCENTUAL DE ATENDIMENTO À MALHA HEXAGONAL			
5%	4G.5%	76.6%	G3.1%	100.0%
10%	48.7%	76.1%	G2.8%	100.0%
15%	48.1%	75.6%	G2.6%	100.0%
20%	47.4%	75.1%	G2.2%	100.0%
25%	46.8%	74.6%	G2.1%	100.0%
30%	46.0%	74.0%	G1.G%	100.0%
N%	46%	74%	G2%	100%

As figuras 4 e 5 reproduzem simulações aleatórias para níveis intermediários aos tabelados. A malha de projeto considera colunas de diâmetro unitário (1,00m).

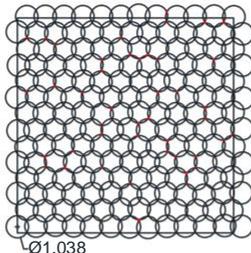
Obs.: qualquer outra malha com diâmetro de coluna superior ou inferior ao unitário, e mesmo D_{rel}, é proporcional à relação entre os diâmetros desta malha e o diâmetro unitário.

Desvio Relativo = 7.5%

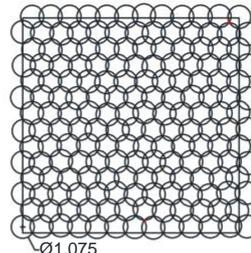
Obs.: Área dos quadrados: 100m²



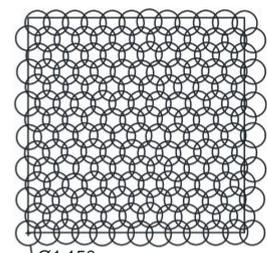
Desvio Relativo: 7.5% - Sem acréscimo
Atendimento à malha: 49% - Interf. 0%



Desvio Relativo: 7.5% - Acréscimo: Drel./2
Atendimento à malha: 76% - Interf. 0%

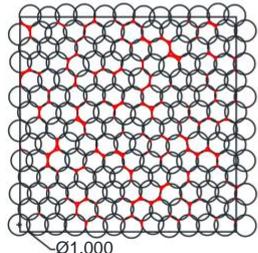


Desvio Relativo: 7.5% - Acréscimo: Drel.
Atendimento à malha: 93% - Interf. 0%

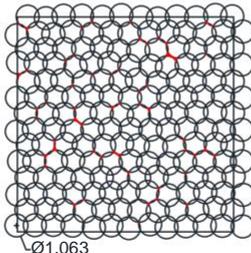


Desvio Relativo: 7.5% - Acréscimo: 2xDre
Atendimento à malha: 100% - Interf. 0%

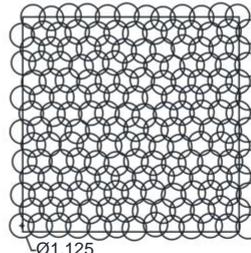
Desvio Relativo = 12.5%



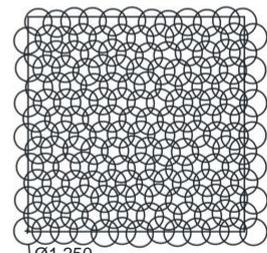
Desvio Relativo: 12.5% - sem acréscimo
Atendimento à malha: 48% - Interf. 0%



Desvio Relativo: 12.5% - Acréscimo: Drel./2
Atendimento à malha: 76% - Interf. 0%

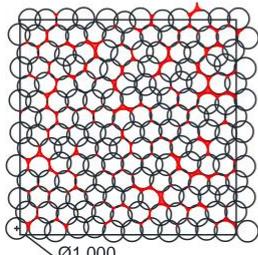


Desvio Relativo: 12.5% - Acréscimo: Drel.
Atendimento à malha: 93% - Interf. 0.1%

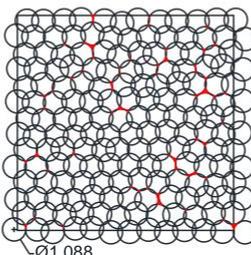


Desvio Relativo: 12.5% - Acréscimo: 2xDre
Atendimento à malha: 100% - Interf. 3.5%

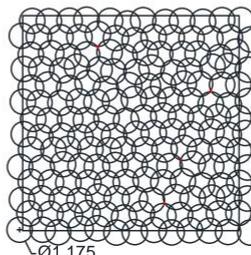
Desvio Relativo = 17.5%



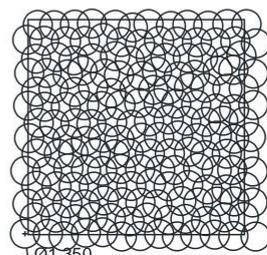
Desvio Relativo: 17.5% - Sem acréscimo
Atendimento à malha: 48% - Interf. 0.5%



Desvio Relativo: 17.5% - Acréscimo: Drel./2
Atendimento à malha: 75% - Interf. 2%

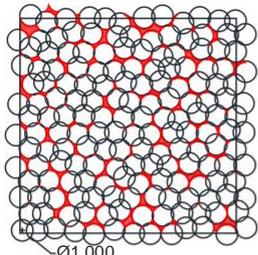


Desvio Relativo: 17.5% - Acréscimo: Drel.
Atendimento à malha: 93% - Interf. 6.5%

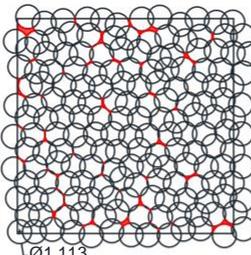


Desvio Relativo: 17.5% - Acréscimo: 2xDre
Atendimento à malha: 100% - Interf. 38%

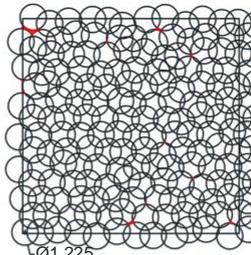
Desvio Relativo = 22.5%



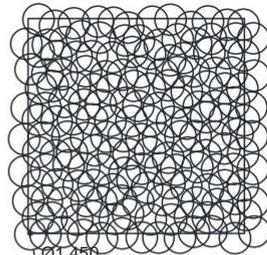
Desvio Relativo = 22.5% - Sem acréscimo
Atendimento à malha: 47% - Interf. 3.5%



Desvio Relativo: 22.5% - Acréscimo: Drel./2
Atendimento à malha: 75% - Interf. 10%

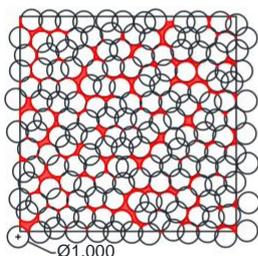


Desvio Relativo: 22.5% - Acréscimo: Drel.
Atendimento à malha: 92% - Interf. 24%

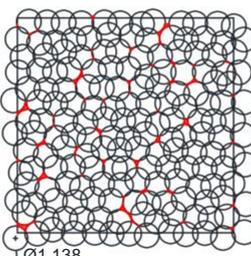


Desvio Relativo: 22.5% - Acréscimo: 2xDre
Atendimento à malha: 100% - Interf. 87.2%

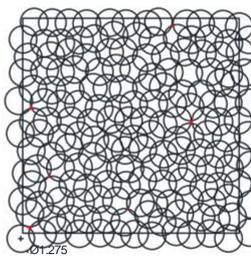
Desvio Relativo = 27.5%



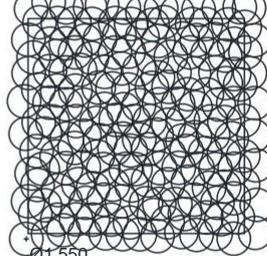
Desvio Relativo = 27.5% - Sem acréscimo
Atendimento à malha: 47% - Interf. 8.5%



Desvio Relativo: 27.5% - Acréscimo: Drel./2
Atendimento à malha: 74% - Interf. 22%



Desvio Relativo: 27.5% - Acréscimo: Drel.
Atendimento à malha: 92% - Interf. 47%

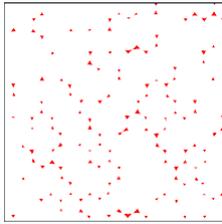


Desvio Relativo: 27.5% - Acréscimo: 2xDre
Atendimento à malha: 100% - Interf. 100%

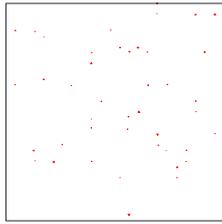
Figura 4 - Aspectos dos posicionamentos de colunas para diferentes níveis de desvios relativos e respectivas áreas de vazios (em vermelho). Os níveis de desvios relativos são intermediários aos tabelados.

Desvio Relativo = 7.5%

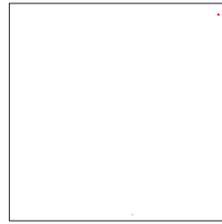
Obs.: Área dos quadrados: 100m²



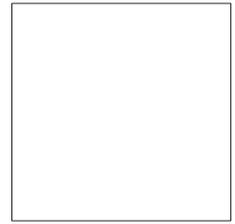
Área de vazios: 0.30m² ou 0.30%



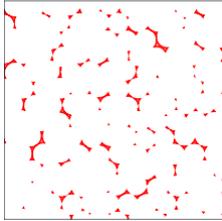
Área de vazios: 0.0243m² ou 0.0243%



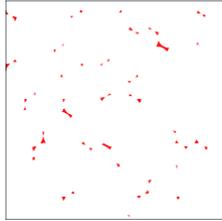
Área de vazios: 0.0017m²



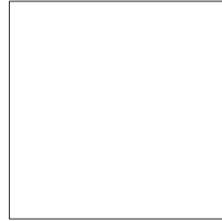
Desvio Relativo = 12.5%



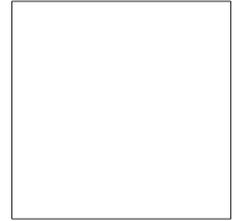
Área de vazios: 1.091m² ou 1.091%



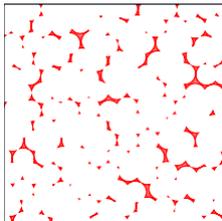
Área de vazios: 0.129m² ou 0.129%



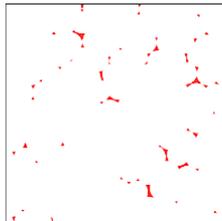
Área de vazios: 0m²



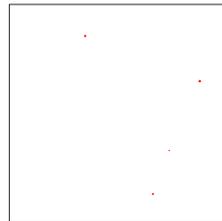
Desvio Relativo = 17.5%



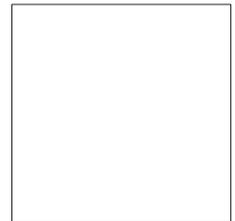
Área de vazios: 2.264m² ou 2.26%



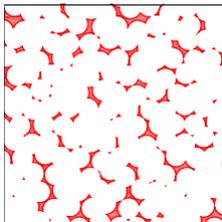
Área de vazios: 0.229m² ou 0.229%



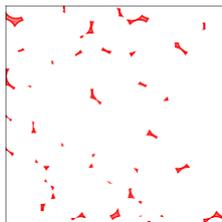
Área de vazios: 0.004m²



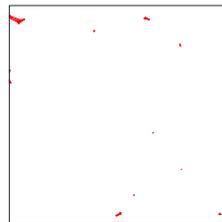
Desvio Relativo = 22.5%



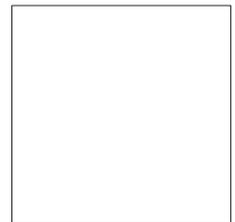
Área de vazios: 4.92m² ou 4.92%



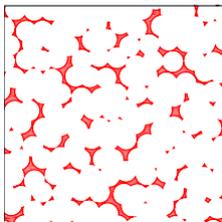
Área de vazios: 0.918m² ou 0.918%



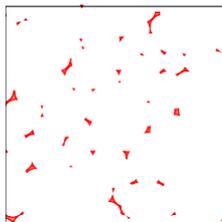
Área de vazios: 0.101m² ou 0.101%



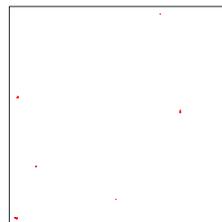
Desvio Relativo = 27.5%



Área de vazios: 5.32m² ou 5.32%



Área de vazios: 0.726m² ou 0.726%



Área de vazios: 0.12m² ou 0.12%

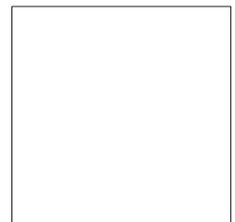


Figura 5 - Aspectos somente dos vazios entre colunas para diferentes níveis desvios relativos (intermediários aos tabelados).

6. CONSIDERAÇÕES DE DESVIOS EM DIREÇÕES CONCORRENTES (APROXIMAÇÃO)

Interferências podem ocorrer quando efetuamos uma perfuração ao lado de uma coluna vizinha já executada e desviada. E, claro, as colunas de fechamentos serão as mais suscetíveis. Na tabela 3 constam os percentuais de interferências com colunas vizinhas em função do nível do Desvio Relativo. O quadro superior da tabela não

considera majoração, e os demais adotam o mesmo critério das malhas hexagonais com 3 níveis de majoração.

A depender do maciço, é aceitável valores que estejam ao redor de 10%, ou mesmo muito acima visando um tratamento global de maciço. Nas interferências, o diâmetro do bit também é levado em consideração. E, a despeito de utilizar o desvio relativo, os percentuais por interferências não podem ser agrupados, pois possuem valores díspares.

Tabela 3 - Alguns níveis de Drel., majoração de colunas, e percentuais de interferências para as colunas secundárias, vizinhas às primeiras já executadas (malha infinita). Diâmetro considerado para o bit = 16cm.

SEM ACRESCIMO K = 1													
PERCENTUAIS VALIDOS SOMENTE PARA MALHAS HEXAGONAIS													
col.	Drel.	2.5%	5.0%	7.5%	10.0%	12.5%	15.0%	17.5%	20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%
K = 1.000													
col.:		1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200
1.20	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	1.0%	2.5%	4.6%	7.0%	6.7%
col.:		1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
1.40	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.7%	1.6%	3.7%	6.1%	8.5%

ACRESCIMO: K = 1+Drel./2													
PERCENTUAIS VALIDOS SOMENTE PARA MALHAS HEXAGONAIS													
col.	Drel.	2.5%	5.0%	7.5%	10.0%	12.5%	15.0%	17.5%	20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%
$K^0 = Drel/2$		1.25%	2.5%	3.8%	5.0%	6.3%	7.5%	8.8%	10.0%	11.3%	12.5%	13.8%	15.0%
col. majorada:		1.215	1.230	1.245	1.260	1.275	1.290	1.305	1.320	1.335	1.350	1.365	1.380
1.20	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	1.3%	3.8%	7.6%	12.5%	18.5%	25.0%
col. majorada:		1.418	1.435	1.453	1.470	1.488	1.505	1.523	1.540	1.558	1.575	1.593	1.610
1.40	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.6%	3.1%	6.5%	10.6%	16.3%	22.2%

ACRESCIMO: K = 1+Drel.													
PERCENTUAIS VALIDOS SOMENTE PARA MALHAS HEXAGONAIS													
col.	Drel.	2.5%	5.0%	7.5%	10.0%	12.5%	15.0%	17.5%	20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%
$K^0 = Drel$		2.5%	5.0%	7.5%	10.0%	12.5%	15.0%	17.5%	20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%
col. majorada:		1.230	1.260	1.290	1.320	1.350	1.380	1.410	1.440	1.470	1.500	1.530	1.560
1.20	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	1.1%	4.6%	10.8%	16.6%	30.0%	40.8%	50.6%
col. majorada:		1.435	1.470	1.505	1.540	1.575	1.610	1.645	1.680	1.715	1.750	1.785	1.820
1.40	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.8%	3.8%	8.8%	17.0%	26.6%	36.8%	46.6%

ACRESCIMO: K = 1+2Drel.													
PERCENTUAIS VALIDOS SOMENTE PARA MALHAS HEXAGONAIS													
col.	Drel.	2.5%	5.0%	7.5%	10.0%	12.5%	15.0%	17.5%	20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%
$K^0 = 2 \times Drel$		5.0%	10.0%	15.0%	20.0%	25.0%	30.0%	35.0%	40.0%	45.0%	50.0%	55.0%	60.0%
col. majorada:		1.260	1.320	1.380	1.440	1.500	1.560	1.620	1.680	1.740	1.800	1.860	1.920
1.20	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	2.1%	11.1%	30.8%	53.7%	77.3%	96.7%	100.0%	100.0%
col. majorada:		1.470	1.540	1.610	1.680	1.750	1.820	1.890	1.960	2.030	2.100	2.170	2.240
1.40	% Interf.:	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%	8.7%	25.8%	47.6%	70.8%	92.3%	100.0%	100.0%

Em resumo, o estabelecimento do diâmetro de colunas para uma malha deverá buscar o equilíbrio entre o necessário para um determinado grau fechamento da malha e o razoável para não haver um elevado grau de interferências durante as perfurações. Estabelecemos um diâmetro para a malha de projeto e outro para as colunas a serem executadas face ao grau de exigência.

Pontos a considerar:

-Equilíbrio na análise do fechamento da malha (atendimento da malha hexagonal): a depender o tipo de maciço, um atendimento de 50% da malha hexagonal pode ser suficiente ($k = 1$ ou sem majoração).

-Equilíbrio na análise por aproximação (interferências durante a perfuração): um grau de interferência ao redor de 10% pode ser perfeitamente aceitável. A depender da finalidade do projeto, um grau de interferência muito elevado poderá exigir incremento no diâmetro de projeto (reduzir o D_{rel}) ou a execução de colunas em uma sequência *fresh into fresh*. Nesta metodologia, as colunas são executadas seguidamente, não se adotando um critério de saltar três.

-Uma simulação, ilustrando a situação final do trabalho, pode ser esclarecedora. A estimativa do desvio máximo deve considerar o diâmetro da haste de perfuração (que podem ser de 74mm, 90mm, 114mm, 127mm), a profundidade de perfuração e a experiência do executor. É intuitivo que perfurações utilizando hastes com maior inércia tendam a desviar menos. Também a homogeneidade do maciço, resistência à hidroperfuração, profundidade, rigor no prumo da haste, velocidade de avanço, giros durante a hidroperfuração, experiência do operador etc. devem ser considerados. Havendo possibilidade, a medição instrumental de desvio é o ideal.

-As considerações retratam um determinado plano de corte. Muitas vezes, as colunas possuem comprimentos superiores a 2 metros, sendo natural que, ao longo do comprimento, o jato possa encontrar camadas de solo que permitam um ganho no diâmetro, melhorando o nível de fechamento.

-É fundamental que o executor trabalhe com extrema cautela no nivelamento das hastes. Devem ser descartados os níveis comerciais e deve ser adotado o nivelamento através de prumos por gravidade ou com apoio da equipe de topografia.

-As considerações possibilitam arbitrar o percentual de atendimento de malha hexagonal. Para isso, adota-se K como coeficiente de majoração em função do grau de exigência do projeto que depende da finalidade e características do maciço. Deve-se entender que um solo relativamente competente pode

não necessitar um alto percentual de obediência à malha hexagonal. Ao final das avaliações e considerações, devemos arbitrar o diâmetro para a malha hexagonal de projeto e o diâmetro de execução, registrando o percentual de atendimento da malha e o percentual de interferências. E, claro, os valores de K , não se resumem aos poucos aqui listados.

7. CONCLUSÕES

Este desenvolvimento traz para as projetistas e empresas de Geotecnia um material para avaliação e aplicação prática. Boa parte dos maciços respondem a tratamentos de Jet Grouting de forma global, mesmo quando um razoável percentual de colunas esteja desviado. Durante a execução de colunas, em suas proximidades, ocorre uma acomodação do maciço, permitindo que a calda penetre nas fissuras por distâncias superiores às distâncias entre colunas vizinhas. Essa melhoria pode conferir ao maciço benefícios suficientes para atender a dois pontos fundamentais: melhorar as características geomecânicas globais e diminuir a permeabilidade. Porém, determinados maciços não aceitam uma resposta aquém da perfeição. É exatamente assim que se comporta um projeto de contenção em Jet Grouting para escavações de moegas portuárias em que o aluvião marinho é composto por areias e siltes. Portanto, compete à Projetista estabelecer o nível de exigência necessário e ao Executor atendê-lo.

8. AGRADECIMENTOS

À Novatecna Consolidações e Construções S.A. pelo apoio e incentivo a esta divulgação pública.

9. BIBLIOGRAFIA

Fundações Teoria e Prática – ABMS/ABEF – páginas 641 a 656 – Abramento Maurício – Koshima, Akira – Casati Zirilis, Alberto.

Jet Grouting – Technology, Design and Control – Paolo Croce, Alessandro Flora, Giuseppe Modoni - 2014 – Taylor & Francis Group

Probabilidade & Estatística para Engenharia e Ciências – Walpole, Myers, Ye

State of Practice of Jet Grouting – Mitsuhiro Shibasaki – Grouting and Ground Treatment – pags. 198-217

Jet Grouting: Um Desenvolvimento Teórico

J. R. Lopes

Jet Geotecnia e Engenharia Ltda, Tremembé, Brasil

RESUMO: No Jet Grouting, há três quesitos básicos para que o produto resultante seja adequadamente entregue: posição, resistência e dimensões (comprimento e diâmetro). Este material formula como a ação de um jato resulta na formação de uma coluna através de um modelo físico teórico para que os executores possam dar continuidade e determinar parâmetros que permitam obter diâmetros de projetos com pequenas margens de desvios do diâmetro nominal teórico. O desenvolvimento aqui exposto conduz ao entendimento de que o **MOMENTO LINEAR** é a grandeza que determina o raio de alcance do jato no solo.

1 INTRODUÇÃO

Nos principais Simpósios e Congressos de Geotecnia, Mecânica de Solos, Túneis ou Obras Subterrâneas são recorrentes as publicações sobre o Jet Grouting, e sua versatilidade possibilita inúmeras e variadas utilizações. A busca pelo domínio da técnica está presente em todas as empresas de geotecnia que a executa. A literatura possui inúmeras publicações teóricas, resultados de pesquisas efetuadas em laboratórios, assim como textos práticos que expõem entendimentos simplificados ou novas aplicações da técnica.

É uma tecnologia com nuances e qualquer um que queira entender o sistema terá que iniciar sua pesquisa pela mecânica dos fluidos e associá-la à mecânica dos solos; uma delas é ação e a outra é reação.

2 CARACTERÍSTICAS DE UMA COLUNA JET GROUTING

Principais características que compõem o Jet Grouting como produto:

2.1 Posição

A execução de uma coluna Jet Grouting inicia-se com a perfuração, talvez a operação menos automática, mais manual e mais importante de todas, pois deve atender ao que o projeto estabelece. Para citar um exemplo, colunas horizontais devem compensar a

flexão da haste e o greide do túnel, e areias puras e areias argilosas resultam em diferentes graus de compensação.

2.2 Resistência

Para a execução do Jet Grouting são calculados os parâmetros, e entre outros, há a relação água/cimento. A composição da calda, intervalo de taxa de cimento (kg/m^3 solo) e tipo de cimento devem ser levados em consideração. Em uma situação mais particular, solos contaminados devem ser vistos como situações extremamente particulares, afinal Jet Grouting é o resultado de uma desagregação e mescla íntima de calda de cimento e solo em condição natural. Também o projeto deve prever que solos orgânicos terão menor resistência, portanto aquilo que é atendido por uma única coluna (ou linha de colunas) em solos arenosos exigirá adoção de duas ou mais colunas (ou linhas de coluna) em solos orgânicos. O cálculo e determinação de valores necessários para a resistência cabem ao projetista.

2.3 Dimensões (comprimento e diâmetro)

Colunas de Jet Grouting verticais devem respeitar a cota de fundo, cota de topo e diâmetro. As duas primeiras, são essencialmente posicionais e de fácil cumprimento. Já o diâmetro da coluna, o resultado da desagregação do jato em um determinado raio, depende de uma adequada combinação de parâmetros que conferem determinadas características ao jato. No que se refere ao solo ou maciço, este responde com sua passividade e resistência

in situ à ação do jato, sendo fundamental adquirir alguma intimidade com os parâmetros que sondagens e ensaios nos proporcionam.

3 PARÂMETROS DO JATO

A execução de uma coluna em Jet Grouting exige parâmetros que também constituem as orientações ou informações necessárias para sua execução. Em princípio, todo maciço erodível ou friável é adequado à formação de colunas de Jet Grouting, sendo fundamental a busca por uma correlação entre características de maciço e diâmetro obtido para um determinado conjunto de parâmetros (pressão, tempo, giros, passo de ascensão, diâmetro do bico ejetor). O diâmetro obtido é nominal, variando ao longo da coluna, em função do comportamento do solo frente à ação do jato.

O conjunto de orientações varia em função das características geomorfológicas dos solos traduzidos em sondagens ou perfil geológico em que constam as descrições dos solos. Os ensaios de caracterização (ângulo de atrito, coesão, granulometria, densidade etc.) são determinantes para entender a reação à ação do jato e, no seu desconhecimento, podemos inferi-los através da avaliação de sua resistência ao Standard Penetration Test (SPT), e eventualmente, a expertise do executor àquela geologia.

Em linguagem prática, os principais parâmetros são:

- Pressão de bombeamento (em kgf/cm²);
- Diâmetro do ejetor (em mm);
- Relação ou traço água/cimento (kgf/kgf);
- Tempo de deslocamento axial do jato ou da haste;
- Deslocamento radial, giro, ou rotação do jato (rpm);

Que conferem à coluna:

- Taxa de cimento por volume de solo tratado (kg/m³);
- Resistência da coluna (Mpa ou Kgf/cm²);
- Diâmetro nominal da coluna (m ou cm).

Sabemos que o diâmetro de uma coluna CCP é o resultado do equilíbrio entre os esforços do jato ao desagregar o solo e a reação deste à ação do jato. É importante fazer uma distinção entre alcance do raio do jato e diâmetro da coluna. O alcance do jato é o ponto máximo que um jato consolidante estático, com determinados parâmetros, pode atingir em um determinado tipo de solo; o que já exige excelente interpretação e análise do fenômeno. A coluna é o raio que o mesmo jato consolidante, com movimento de rotação e ascensão, pode atingir em um determinado tipo

de solo, formando um corpo cilíndrico. Isto exige, além da correta interpretação estática do fenômeno, interpretá-lo dinamicamente sob o efeito dos movimentos rotacionais e de deslocamento axial mencionados.

4 EMPUXO DE UM JATO FLUIDO



Figura 1. Volume de Controle, com velocidades antes e após a saída por um orifício. $V_{2x} \gg V_{1x}$.

4.1 Esforços hidrodinâmicos

A Segunda lei de Newton relativa à dinâmica nos diz que a força é igual à variação da quantidade de movimento relativamente ao tempo. Como os esforços possuem direção e sentido, a equação é vetorial e a análise deve ser feita com suas componentes ou desprezando algumas delas quando possível. No caso de um volume de controle definido em um jato líquido, a resultante das forças (no sentido do escoamento) será:

$$\sum \vec{F} = \rho \cdot Q \cdot \Delta \vec{V} \quad (1)$$

$$\sum \vec{F} = \rho \cdot Q \cdot (V_2 - V_1) \quad (2)$$

Em que:

ρ = massa específica do fluido (kg/m³);

Q = vazão pela superfície de controle (m³/s);

$\Delta \vec{V}$ = variação da velocidade vetorial na superfície de controle (m/s).

Observemos a figura 2, abaixo:

Como a equação de Newton é vetorial, podemos escrever, no sentido do eixo x que:

$$\sum F = \rho \cdot Q \cdot (V_{2x} - V_{1x}) \quad (3)$$

$$\sum F = \rho \cdot Q \cdot V_{2x} \quad (V_{2x} \gg V_{1x}) \quad (4)$$

A Figura 2. representa a ação de um jato líquido de seção S e velocidade V , sobre uma superfície de solo hipoteticamente plana. O escoamento do jato sobre a superfície faz com que os filetes que constituem o jato escoem paralelamente ao plano de solo. O desvio deste jato conduz ao aparecimento de esforços de

inércia e de atrito devido ao deslizamento do líquido sobre a superfície.

Chamaremos de θ o ângulo entre a superfície de solo e o jato incidente. A velocidade de escape, V_e , dos filetes paralelamente à superfície nos extremos opostos da superfície de controle, devido às perdas com o atrito é ligeiramente inferior à velocidade V do jato.

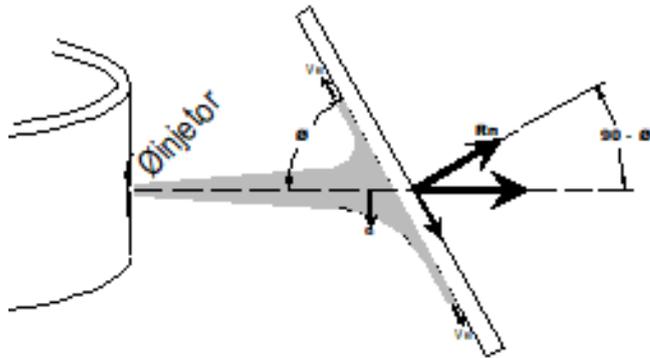


Figura 2. Superfície hipoteticamente plana sob ação de um jato líquido (com altura H).

A aplicação da equação de Newton ao volume de controle da Figura 2. permite calcular a componente R_n do esforço do jato sobre a superfície de solo. Desprezando-se a contribuição do peso do líquido do volume de controle face aos valores do empuxo dinâmico do jato, teremos:

$$R_n = 2 \delta S H (\text{sen } \theta) \text{ em Kgf} \quad (5.)$$

Onde:

S = área do orifício;

δ = densidade do fluido;

H = altura da coluna de água a que o jato está submetido.

Para o caso da ação do jato sobre uma massa de solo, não se pode deduzir a expressão que representa fielmente o fenômeno. Adotando-se uma massa de solo cuja superfície é normal à ação do jato.

$$I \text{ ou } R_n = 2 \delta S H \quad (6.)$$

5 AÇÃO DE UM JATO FLUIDO SOBRE UMA MASSA DE SOLO

O choque do jato sobre a massa de solo irá acarretar a sua desagregação às custas de uma transferência de linhas de corrente na direção do jato do cone ou núcleo central para uma envoltória constituída por linhas de corrente não paralelas (turbulentas) causadas pelas forças (reação) de cisalhamento com o solo.

A figura 3 ilustra a ação estática de um jato sobre uma massa de solo e desconsidera os efeitos de giro e tempo de permanência do jato.

À medida que o jato se afasta, as linhas de corrente (e consequentemente o Momento Linear) do núcleo ou cone central sofrem dispersão e abatimento. As forças de cisalhamento turbulento da envoltória interagem e reduzem a velocidade de jato dentro do cone central transferindo ao meio circundante parte da velocidade do núcleo.

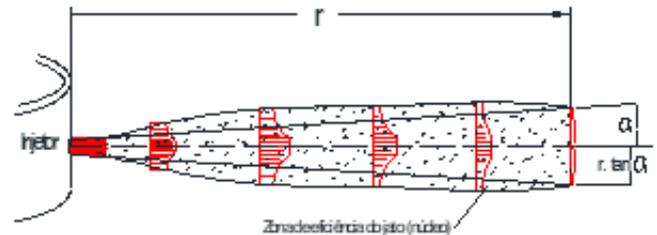


Figura 3. Seção longitudinal da ação de um jato.

6 REAÇÕES DO SOLO

O raio de alcance do jato dependerá das características do solo (ângulo de atrito e coesão) sob ação do jato. Separando o solo em dois grupos principais, deve-se levar em consideração:

6.1 Solos não coesivos

O alcance final do jato é, principalmente, função do ângulo de atrito do solo. São solos de capacidade suporte bastante elevada se confinados. Desconfinados são facilmente desagregáveis sob ação de esforços mecânicos ou hidráulicos. A granulometria deve ser considerada, principalmente para os siltes, pois a dilatância implica na elevação do ângulo de atrito sob esforços ultrarrápidos (o esforço cisalhante promove um aumento dos índices de vazios que é acompanhado de um esforço neutro negativo na água intersticial nas imediações do esforço). O ângulo de atrito varia em função da compactidade e da granulometria e solos muito finos tendem a possuir menor ângulo de atrito. Quando tomamos o ângulo de atrito, estamos considerando não só a compactidade do solo, mas também, em parte, a sua granulometria e sua densidade.

6.2 Solos coesivos

A resistência ao cisalhamento deve-se principalmente à coesão das partículas que o constitui. A coesão varia em função do adensamento das argilas (ação dos esforços ao longo do tempo aliada às ligações químicas entre as partículas). Há desde argilas saturadas, orgânicas e pouco coesivas até argilas extremamente adensadas e rijas com coesão superiores a $2,0 \text{ kgf/cm}^2$. Assim, a resposta do solo argiloso ao jato é muito diferente do arenoso. Os

ensaios triaxiais rápidos (qu) efetuados em argilas revelam que a resposta destes dependem da coesão, pouco variando em função da tensão de confinamento (profundidade). Portanto: $s = c$

7 MODELO FÍSICO E SEU EQUACIONAMENTO

Considerando um ponto no núcleo do jato em que o escoamento pode ser considerado permanente, os esforços envolvidos são os representados na figura 4, abaixo.

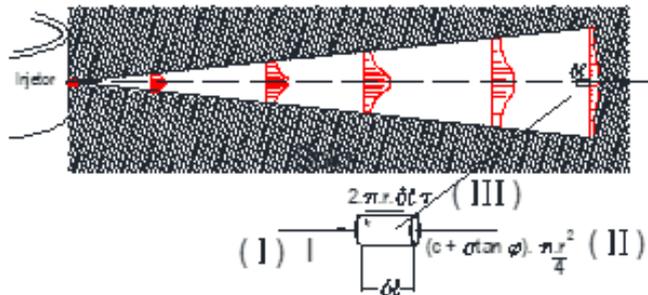


Figura 4. Modelo ideal mostrando ação, reação e esforços de atrito laterais em um volume de controle.

Em (I) temos a ação do jato - Impacto

Em (II) temos a reação do solo – resistência ao cisalhamento na área considerada

Em (III) temos a resistência das forças de atrito lateral (perdas) – turbulência e viscosidade

Não é objeto desenvolver a equação de Euler ao longo de uma linha de corrente que represente fidedignamente o fenômeno; as variáveis foram agrupadas para facilitar a representação do fenômeno. Analisa-se o resultado do jato quando este já atingiu seu alcance final permitindo desconsiderar a resistência das forças de atrito lateral (turbulência e viscosidade) dada por (III).

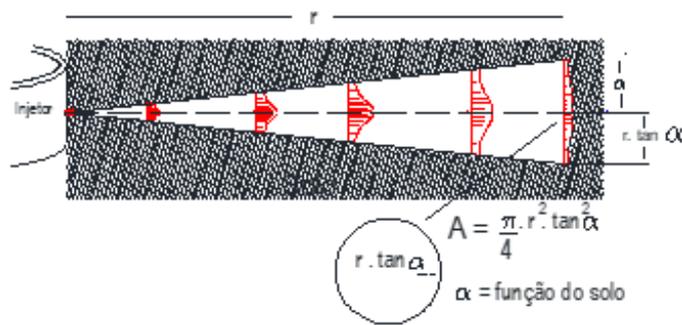


Figura 5. Trajetória do jato em um meio sofrendo uma abertura ou dispersão, formando um cone.

Enquanto o jato tiver capacidade de desagregação superior à capacidade de resistência do solo, prosseguirá em sua trajetória até que a igualdade se estabeleça; o jato então terá atingido seu alcance máximo. O equilíbrio ocorre quando:

$$\sum \text{Forças atuantes} = \sum \text{Forças resistentes (I)}$$

Podemos também considerar a parcela de solo já desagregada pelo bit de perfuração. Daí,

$$\text{Raio: } f(\phi, c, I, t) + \phi_{\text{bit}}/2 \quad (7.)$$

Em (I), o primeiro grupo da igualdade considera o Impacto, o ângulo de atrito e a coesão. O segundo grupo considera o raio já ganho durante a perfuração do solo pelo bit. Analisando as figuras 4 e 5, temos que:

$$I = (c + \sigma \tan \phi) \cdot A \quad (8.)$$

e

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot r^2 \cdot \tan^2 \alpha \quad (9.)$$

Portanto:

$$r^2 = \frac{I}{(c + \sigma \tan \phi) \left(\frac{\tan^2 \alpha}{4} \pi \right)} \quad (10.)$$

ou

$$r = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{\frac{(c + \sigma \tan \phi) \pi \tan^2 \alpha}{4}}} \quad (11.)$$

Como a abertura do jato α dependerá da resposta do solo, podemos chamar o segundo grupo do denominador de K_s , e esse coeficiente tem correspondência com os vários tipos de solo.

Temos então que:

$$r = k_s \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{c + \sigma \tan \phi}} \quad (12.)$$

ou,

$$r = r_{\text{bit}} + k_s \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{c + \sigma \tan \phi}} \quad (13.)$$

Sendo este o equacionamento para um modelo estático que representa a ação do jato e a reação do solo. Desprezamos a rotação do jato e o tempo de elevação da haste. Mas a formulação em condições dinâmicas precisa ter um grau de parentesco ou similaridade com a formulação estática.

8 MOMENTO LINEAR

O modelo dinâmico deve incluir a rotação da haste e o tempo de elevação ao longo do eixo da coluna. A

grandeza que melhor representa um choque inelástico ou o inter-relacionamento entre dois sistemas é o MOMENTO LINEAR (p), uma grandeza vetorial caracterizada pela relação de dispersão, e definida como o produto da massa pela velocidade de um corpo. E, vale ressaltar, o Momento Linear possui as mesmas unidades dimensionais dadas pelo produto do Impacto x Tempo.

Utilizando Análise Dimensional, temos:

Momento Linear

$$p = M L T^{-1} \quad (14.)$$

Tempo de ação sobre uma massa de solo

$$t = T \quad (15.)$$

Volume da massa de solo

$$\text{Volume} = L^3 \quad (16.)$$

Resistência ao cisalhamento do solo

$$s = M L^{-2} \quad (17.)$$

Que conduz a

$$\frac{p \cdot t}{s} = L^3 \quad (18.)$$

e

$$\pi r^2 h = L^3 \quad (\text{ambos são volumes}) \quad (19.)$$

Portanto

$$\frac{p \cdot t}{s} = \pi \cdot r^2 \cdot h \quad (20.)$$

Consideremos o cilindro de solo de altura unitária sob ação do jato com rotação ω e tempo de ascensão t' .

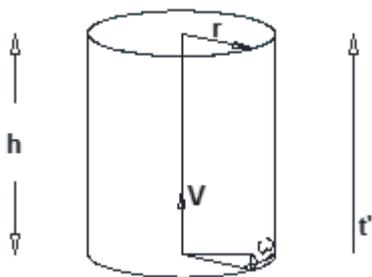


Figura 6. Cilindro nominal representando uma coluna.

Seja t' , o tempo que o jato girando (ω) demora para subir por 1 metro de cilindro de solo ($h=1$), e $k_{s'}$ a constante que engloba todas as parcelas adimensionais da fórmula, assim como as perdas decorrentes do atrito lateral (turbulência e viscosidade) decorrentes da resposta do solo frente à ação do jato e do tipo de solo. Este fator deverá ser ajustado face aos resultados de observações de campo, permitindo a correlação entre a formulação teórica e diâmetro obtido.

$$\frac{p \cdot t'}{s} = k_{s'} \cdot \pi \cdot 1m \cdot r^2 \quad (21.)$$

$$r = k_{s'} \frac{\sqrt{p \cdot t'}}{\sqrt{s \times 1m}} \quad (22.)$$

$$r = \frac{\phi_{bit}}{2} + k_{s'} \frac{\sqrt{p \cdot t'}}{\sqrt{s}} \quad (23.)$$

E, incluindo a rotação

$$r = \frac{\phi_{bit}}{2} + k_{s'} \frac{\sqrt{p/\omega \cdot t'}}{\sqrt{s}} \quad (24.)$$

Que é a formulação teórica pura para a obtenção do diâmetro de uma coluna sob ação de um jato com momento linear p em t' segundos para subir 1 metro. O diâmetro do bit (ϕ_{bit}) deve ser considerado principalmente em colunas de pequenos diâmetros (50 ou 60cm por exemplo).

Como dissemos, $k_{s'}$ deve ser objeto de verificações em campo, incluindo também as características de solo. Pelas respostas à ação do jato, é razoável agrupar os solos em famílias, por exemplo:

- aterros (heterogêneos e homogêneos). Geralmente acima do NA, portanto com menor densidade média
- solos arenosos ou siltosos acima do NA
- solos arenosos e siltosos abaixo do NA
- solos arenosos e siltosos saturados ou abaixo do NA
- solos saprolíticos e residuais não coesivos (SPT superior a 40 golpes)
- solos saprolíticos e residuais pouco coesivos (SPT superior a 40 golpes)
- solos pouco argilosos
- solos turfosos. Equacionamento também pelo Momento Linear, porém com formulação distinta, pois este material não possui parâmetros de caracterização
- argilas plásticas ou rijas que oferecem muita resistência à ação do jato, resultando em colunas com diâmetro reduzido ou não se formando

9 CONCLUSÕES

Ao longo de 43 anos de atividade de campo, mormente em túneis, o autor compreende que uma obra de escavação exige o prévio conhecimento do

maciço e constantes interpretações. Essa questão norteou este trabalho para que a execução do Jet Grouting atenda ao projeto e agregue confiança e segurança em obras de tratamentos ou estabilidades de maciços e escavações.

O objetivo deste material é ser o ponto de partida para que as empresas de Geotecnia que executam a tecnologia possam prosseguir no desenvolvimento de suas próprias formulações baseadas em suas próprias experiências. As empresas possuem equipamentos com distintas características, seja a potência dos motores das bombas, seja a velocidade mínima de giro dos mandris, portanto é razoável que os parâmetros levem em consideração estas limitações, quando existirem.

Adicionalmente, quanto à aplicação de ar comprimido (JSG), destaca-se a ausência de um modelo físico amplamente aceito. Embora, na prática, o autor adote uma formulação empírica, os resultados obtidos demonstram boa correlação, reforçando a importância da observação de campo e os devidos ajustes na formulação.

Este trabalho desafia o conceito predominante de que a Energia do Jato é a grandeza determinante para o alcance do jato no solo. A formulação proposta apresenta uma nova perspectiva, permitindo melhor controle e precisão no cálculo do diâmetro, contribuindo para a evolução do conhecimento técnico e para o desenvolvimento contínuo da técnica no setor.

10 AGRADECIMENTOS

À Novatecna Consolidações e Construções S.A. pelo apoio e incentivo à esta divulgação pública.

11 REFERÊNCIAS

Abramento, M.; Koshima, A.; Casati Z., A. "Fundações Teoria e Prática". ABMS/ABEF, 641-656.

Assy, T. M. *Mecânica dos Fluidos – Fundamentos e Aplicações*. LTC.

Bronshtein, I.; Semendiaev, K. *Manual de Matemáticas para Ingenieros y Estudiantes*. Editorial Mir, Moscou.

Caputo, H. P. *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. Livros Técnicos e Científicos.

Croce, P.; Flora, A.; Modoni, G. 2014. *Jet Grouting – Technology, Design and Control*. Taylor & Francis Group.

Di Paolo, C. 1999. *Tesi di Laurea – Consolidamento dei Terreni Mediante Gettinazione: Aspetti*

Linsley, R. K.; Franzini, J. B. 1978. *Engenharia de Recursos Hídricos*. McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo.

Pimenta, C. F. 1977-1978. *Curso de Hidráulica Geral, 3ª edição, Volumes 1 e 2*. Laboratório de Hidráulica, EPUSP, São Paulo.

Pinto, C. S. *Resistência dos Solos ao Cisalhamento*. EPUSP.

Progettuali ed Applicativi. Università Degli Studi di L'Aquila.

Pinto, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Oficina de Textos.

Streeter, V. L. *Mecânica dos Fluidos*. McGraw-Hill do Brasil.

Schlichting, H. 1968. *Boundary Layer Theory*. McGraw-Hill Book Company, New York.

Shibazaki, M. 2003. "State of Practice of Jet Grouting". *Grouting and Ground Treatment, Geotechnical Special Publication*, No. 120, American Society of Civil Engineers, 198-217.

Sowers, G. B.; Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Limusa.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. 1962. *Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia*. Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro.

TBM thrust estimation for a sustainable precast concrete segmental lining design

F. Domínguez & S. Bech & G. González & N. Della Valle
TYLin Spain, Barcelona, Spain

R. S. Oliveira
TYLin Brasil, São Paulo, Brasil

ABSTRACT: The verification of the circumferential joint of segmental linings due to TBM thrust is, in many projects, a defining case during structural design. Designing up to the maximum thrust capacity of the TBM has been traditionally adopted. This approach implies certain segment thickness, concrete class and amount of reinforcement, surely overestimated when compared to the registered thrusting conditions.

Today, the reduction of carbon footprint is a pillar of any engineering design, therefore the structural optimization of segmental linings is fundamental. In this respect, the methodologies to estimate TBM pushing loads are reviewed and assessed to motivate a discussion on reliable safety factors and expected tolerances. An approach is then proposed and validated with recorded data for different tunnels worldwide, proposing feasible scenarios and analyzing existing conditions. The final aim is to expose the need to establish specific criteria for the design of optimized reinforced rings.

KEYWORDS: EPB-TBM tunnel, TBM thrusting, segmental lining, SFRC, sustainability.

1 INTRODUCTION

In shielded TBMs, thrusting reaction for excavation is exerted by the last installed segmental lining ring inside the rear shield by means of longitudinal push cylinders.

Considering the design standards and recommendations of ITA, AFTES, the ring must be verified according to the requirements of working stresses (ULS), cracking (SLS), radial joint, ovalization, temporary loads and circumferential joint due to the thrust of the jacks.

Shielded TBM ram shoes are in contact to the circumferential joint of the last ring, applying, even temporarily, high concentrated loads that implies tensile stresses to the segments, which might induce even cracking. For this reason, in many precast segmental lining designs, thrusting loads become a

critical condition, for instance when deciding only FRC, hybrid solutions (fibers + steel rebars) or conventionally reinforced segments.

The understanding of the pushing process of the machines is crucial for the estimation of the required thrust and also to properly distribute it to the design of materials and components (Società Italiana Gallerie, 2024).

In this regard, the extent of thrust loads, particularly based on EPB-TBM machines, to be considered in the design is crucial for a structural optimized solution, which is discussed further in this paper.

These efforts made to optimize segmental lining reinforcement rely on the economic but also sustainability aim to reduce carbon emissions. In tunnelling projects most of the embodied carbon is contained in lining (ITA-TECH, 2024).

2 CIRCUMFERENTIAL JOINT DESIGN

When a TBM machine is pushing against the last installed ring, tensile bursting stresses are generated below the ram shoes deep within the segment and tensile spalling forces also emerge between adjacent jack pads along the circumferential joint. Those stresses compromise the structural behavior of the segments circumferential joint. Several verifications need to be carried out when designing precast tunnel segments. Basically, those structural verifications rely on:

- Maximum compression capacity of the concrete to avoid contact crushing.
- Tensile bursting stresses in radial direction below ram shoes (see Figure 1).
- Tensile bursting stresses in the circumferential direction below ram shoes (see Figure 1).
- Tensile spalling stresses in the circumferential direction between ram shoes (see Figure 1).

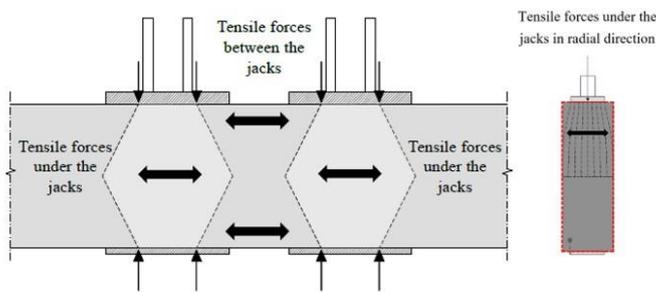


Figure 1 Tensile stresses induced at segments by TBM thrust force in circumferential direction (FIB, 2017).

Regarding the hypothesis to verify ring circumferential joints due to TBM thrusting, the design must consider reliable TBM thrust force and possible related eccentricity between shoes and segments. It is also noted and well accepted that not all possible unfavorable circumstances (e.g. worst construction deficiencies) must be taken into account during design, otherwise ring capacity would be overestimated.

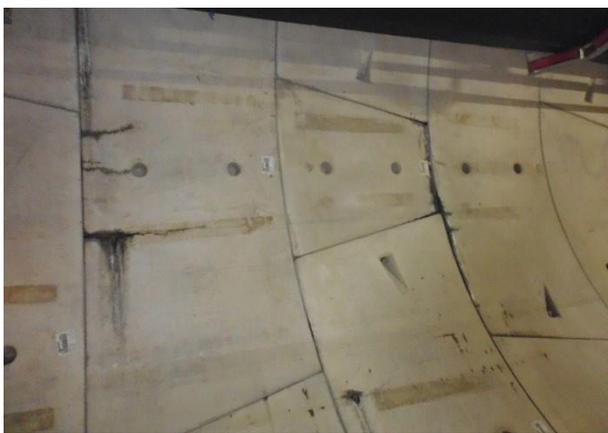


Figure 2 Typical longitudinal cracking in segmental lining due to TBM pushing loads.

2.1 Reliable EPB-TBM thrust conditions for design.

Traditionally, TBM pushing value used as reference by designers when structurally checking this temporary stage, has been the maximum (or even the exceptional) thrust installed to the machine. In addition, this common design practice is also supported by most of the relevant international tunnelling associations (ACI, 2016, ITA, 2019).

Nevertheless, to come up with consistent TBM thrust conditions along the alignment, it is desirable to study in detail the expected tunnel conditions (geology, overburden, curves, etc.), in order to base the design of circumferential joint in an adjusted TBM thrust load to provide a more efficient and optimized solution.

EPB thrust forces can be predicted along the alignment during design by means of trustworthy formulation. Total thrust force can be calculated as a sum of various thrust components (JSCE, 2007):

$$Total F = F1 + F2 + F3 + F4 + F5 + F6 \quad (1)$$

F1: Thrust force to overcome friction between shield and ground.

F2: Thrust force to counteract front face pressure.

F3: Thrust force to overcome changes in driving direction in curved alignments.

F4: Thrust force to counteract frictional force between the segments and the tail seals.

F5: Thrust force to pulling backup units.

F6: Thrust force to provide the penetration force of cutting tools into the ground.

Based on the formulation above, different thrust force levels can be then determined for the design.

- Expected thrust. Estimated load according to actual tunnel conditions.

- Maximum thrust. Estimated load according to unfavorable scenario. Usually similar to TBM nominal pushing force.

- Exceptional thrust. Maximum TBM capacity.

Assumptions and safety factors to be considered when estimating the expected thrust force along the alignment are discussed further in next chapters.

2.2 Structural check of circumferential joints

Using empirical, elastic finite elements and non-linear analysis, bursting and spalling tensile forces can be calculated and estimated along the segments

as a result of TBM pushing forces and the required reinforcement defined.

Traditionally, the applied approach to check segments circumferential joints considered this temporary loading stage as an Ultimate Limit State (ACI, 2016, DAUB, 2013, ITA, 2019). However, in recent years, with the use of FRC precast segments and the conscious for reinforcement optimization, in order provide more sustainable solutions, the design process of the circumferential joint is regard from a different perspective.

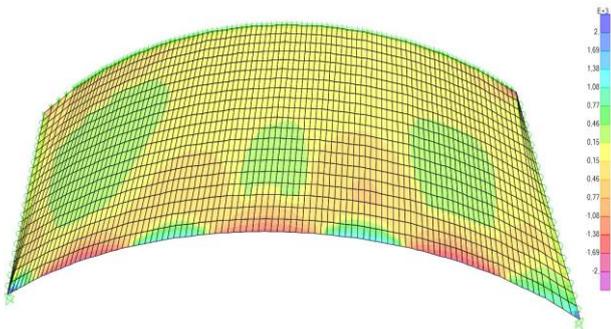


Figure 3 Linear FEM Tensile stresses induced at segments by TBM thrust force in circumferential direction.

Nowadays, TBM thrust verification is considered as a temporary load to be analyzed under Serviceability Limit Stage (Bakhshi, 2020, FIB, 2017). Verifying cracking occurrence or crack width validation by means of non-linear finite elements models and fracture mechanics (Bakhshi, 2020) or performing full scale tests by a design-supported-by-testing approach (FIB, 2017) is the actual state of art.

To enhance this approach and give additional guide into the structural design methodology, an optimized process to verify circumferential joints due to TBM pushing forces has been already proposed, with a comprehensive approach based on the three levels of thrusting forces (Bech, 2022) (see Figure 4).

EXPECTED THRUST

- Estimated reliable load according to tunnel conditions.
- Verification with **no cracking** occurrence.
- Bursting and spalling stress (linear model) < tensile strength of concrete.



MAXIMUM THRUST

- Nominal force.
- Verification for **admissible crack width**.
- Crack width (e.g. non-linear analysis, full-scale tests, experience, bibliographical references...) < admissible crack width.



EXCEPTIONAL THRUST

- TBM thrust capacity.
- Force to be supported by **additional reinforcement or reasonable repairs acceptance**.
- Alternative solutions (e.g. steel plate ring to distribute pushing compression forces).

Figure 4 Optimized structural design approach for segments circumferential joints.

3 EPB-TBM THRUST FORCE ESTIMATION, ASSUMPTIONS AND FACTORS

When estimating pushing force during design, the following data is considered. It is noted that the discussion is based on EPB thrusting forces.

- Geology, water table and related geotechnical parameters.
- Tunnel overburden. Full overburden or reduced ground height based on arching effect theories might be considered.
- Friction coefficients. Usually, 0.2-0.5 for cohesive materials and 0.3-0.4 for granular soils (JSCE, 2007). Lubrication of the shield allows to reduce this coefficient up to 0.15 (Società Italiana Gallerie, 2024).
- TBM and back up weight.
- Discs penetration rate in rock formations based on UCS (Maidl, 2014).
- Difference between right and left thrust cylinders due to curved alignment. In the formula presented in question (1), an additional force to counteract driving curves is proposed to be considered, based on the next loading case.

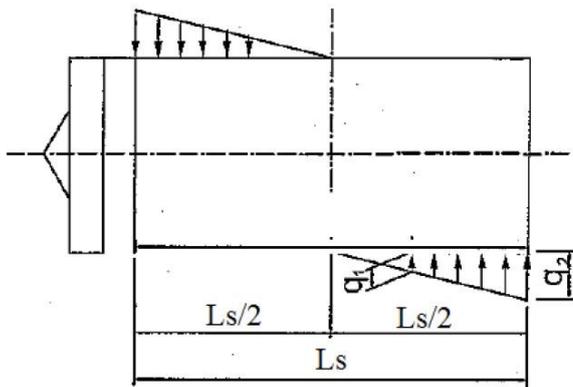


Figure 5 Loading scheme for additional thrust load under curve driving (JSCE, 2007).

- Difference between upper and lower thrust cylinders. This difference is mainly related to the increase in depth of the lower cylinders. Theoretically, this difference can be estimated based on the formula presented in equation (1) but considering the depth of invert instead of tunnel axis. However, there are other uncertain parameters, such as slope excavation behavior or mechanical processes during TBM driving that might also affect it.

While most of those assumptions and factors are widely discussed in the references, the thrust force variability due to horizontal curves and depth of thrust shoes remains fairly assessed.

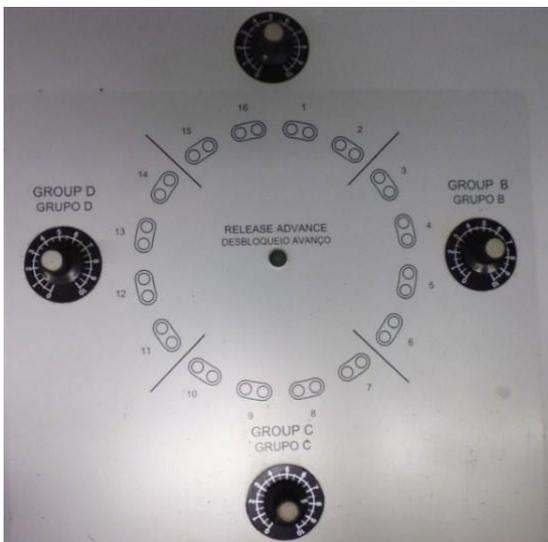


Figure 6 Pushing groups distribution sketch from TBM control panel (Linha 5, São Paulo).

In the following chapters several EPB excavated tunnels case studies are analyzed in order to compare and assess estimated thrust forces to registered ones and to TBM capacity, and extract related factors and assumptions to cope with the difference of thrust force between pads position along the shield perimeter due to the existence of curves and depth.

4 CASE STUDIES ANALYSIS

In the next table the four EPB tunnels object of analysis of this paper are indicated, with main conditions and features.

Table 1. Analyzed EPB excavated tunnels.

Project	Excavation diameter m	Length m	Geology -	Overburden m
Arroyo Vega, Buenos Aires	6.10	5800	Clays and clayey silts	16-28
São Paulo L4	9.46	6500	Sand, clay, silt, gneiss	6-40
São Paulo L5	10.58	5750	Sand, clay, silt, granite	4-47
Riyadh Blue	10.25	1500	Disturbed Arab C Limestone	18-25
FGC Sabadell	6.75	3300	Quaternary and Miocene	10-30
RL Axis 5 Tel Aviv	7.5	750	Mixed grained soils and clay	5-13

It is noted that case studies offer a range of different excavation diameter and overburdens, and that they excavated mainly soils but also some stretches in weak rock conditions.

4.1 TBM capacity vs empirical formula

First of all, the capacity of the TBM machines used to excavate the case studied tunnels are reviewed. The installed TBM thrust force is compared in the next diagram with the empirical plot based on experiences that relate thrust capacity of EPB machines to the tunnel inner diameter (Ates, 2013).

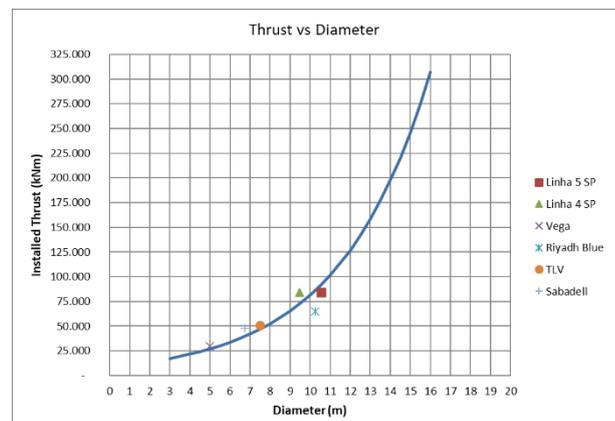


Figure 7 EPB diameter vs TBM thrust capacity with case studies.

It is observed that the capacity of the TBMs is actually in line with the empirical plot proposed in references, which means that it can be a useful tool for the estimation of EPB thrust force capacity in preliminary stages of design.



Figure 8 Thrust pads to segmental lining (Riyadh Metro TBM).

4.1 Thrust registers vs analytical estimation vs TBM capacity

A comparison between the registered pushing forces with the estimated EPB thrust forces and the capacity of the TBM machines along the analyzed tunnels is carried out.

The recorded pushing values are from the EPB registers from each installed ring. The theoretical pushing forces have been calculated based on the formula from equation (1), considering the tunnel axis depth as reference and the tunnel conditions along the alignment.

For each project, a summary plot is included in next figures (from Figure 9 to Figure 12) with the pushing force on each ring.

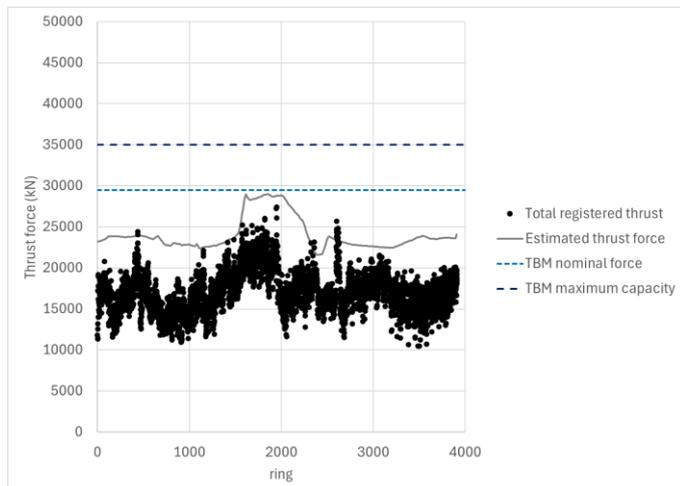


Figure 9 Arroyo Vega. Registered, estimated and TBM thrust capacity thrust forces.

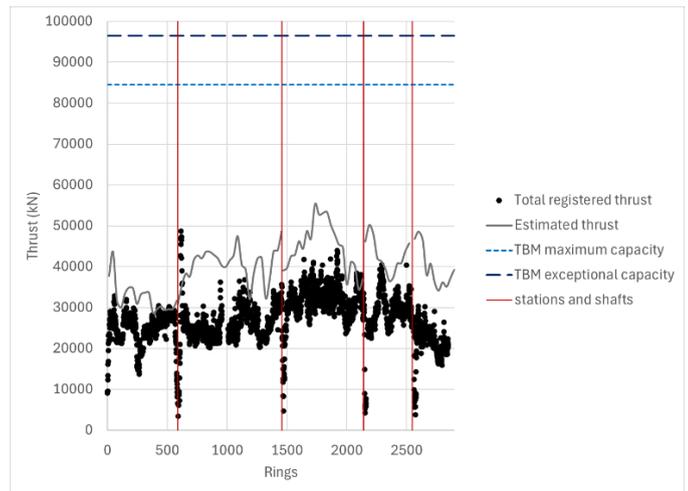


Figure 10 São Paulo L4. Registered, estimated and TBM thrust capacity thrust forces

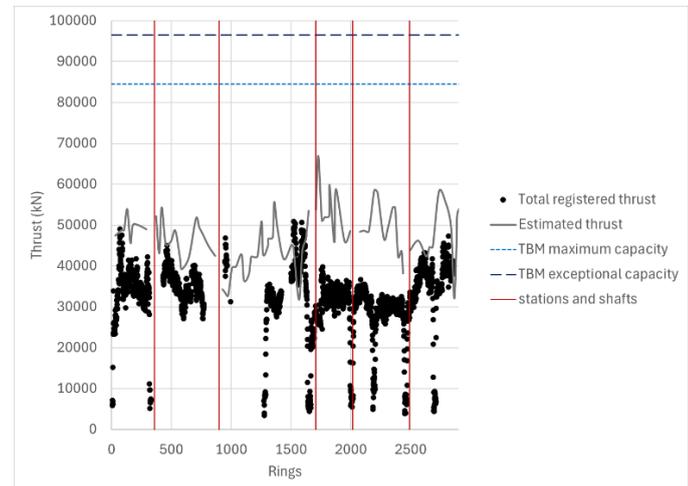


Figure 11 São Paulo L5. Registered, estimated and TBM thrust capacity thrust forces.

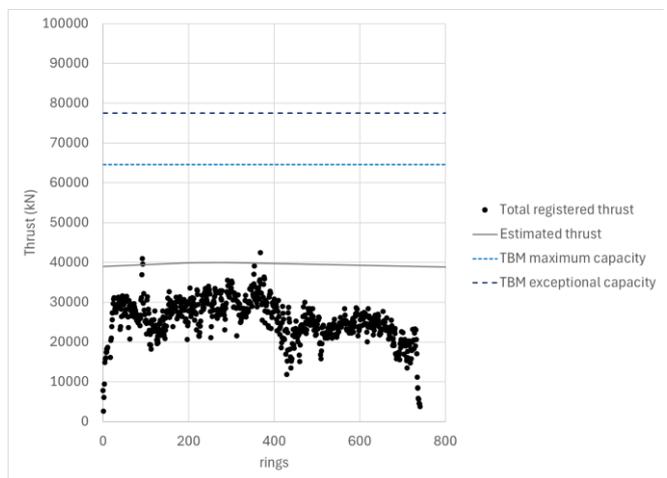


Figure 12 Riyadh Blue. Registered, estimated and TBM thrust capacity thrust forces.

Regarding the diagrams above, it is first concluded that the estimation of EPB pushing forces based on empirical formula reasonable fits the recorded loads, in terms of allocating some variations and absolute maximum value.

The second conclusion is that registered forces are always much lower than the capacity of the EPB-TBM. For Arroyo Vega tunnel, the records are closer to the nominal TBM capacity, within 73 to 98%. But for São Paulo and Riyadh Lines, the percentage is between 21-79%, most likely because TBM manufacturers use a safety factor to avoid problems during excavation, and which indicates a considerable margin for the optimization of segments reinforcement.

Thrust capacity is oversized compared to the expected requirements for excavation and advancement to ensure the machine can handle various challenging scenarios and maintain operational reliability, mainly because of:

- Adaptation to variable ground conditions. Ground conditions can vary significantly along the tunnel alignment, from soft soils to hard rock or mixed-face geology. Oversized thrust allows the TBM to overcome higher-than-expected resistances, such as compacted soil, boulders, or fault zones.
- Handling unexpected obstacles. The extra thrust ensures the TBM can handle unforeseen obstacles like underground utilities, hard inclusions, or areas with over-excavation resistance.
- Curve navigation and alignment control. When advancing along curved alignments, TBM requires additional force on specific cylinder groups to steer the machine. The oversized thrust ensures sufficient capacity for these adjustments.
- In ascending slopes, TBM must overcome both the excavation resistance and the gravitational force acting against the forward motion, requiring additional thrust.
- A built-in safety margin accounts for uncertainties in design parameters, geological surveys, or unexpected forces. This prevents overloading the thrust system and ensures machine durability.
- During segment installation or temporary stops, friction between the TBM shield and the tunnel lining or surrounding ground can increase.

4.2 Thrust distribution per groups

The difference in the amount of thrust between the different pushing groups around the shield is assessed. TBMs have thrust cylinders united in different hydraulic groups.

The cylinders are arranged in multiple groups and do not all operate simultaneously. Instead, they push in a

coordinated manner, with selected groups applying pressure while others are retracted or idle. This staggered operation allows better control of the machine's movement, reduces the risk of misalignment, and minimizes the forces transmitted to the tunnel lining.

For the case studies, the next diagrams (Figure 13) indicate the distribution of groups around the tunnel perimeter at advance direction.

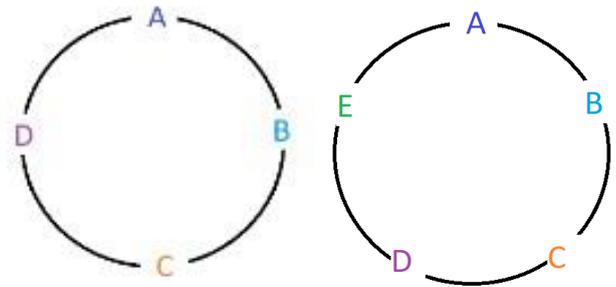


Figure 13 Thrust groups. Left diagram for Arroyo Vega, Linha 5, Riyadh, RL Tel Aviv and FGC Sabadell and right diagram corresponding to Linha 4.

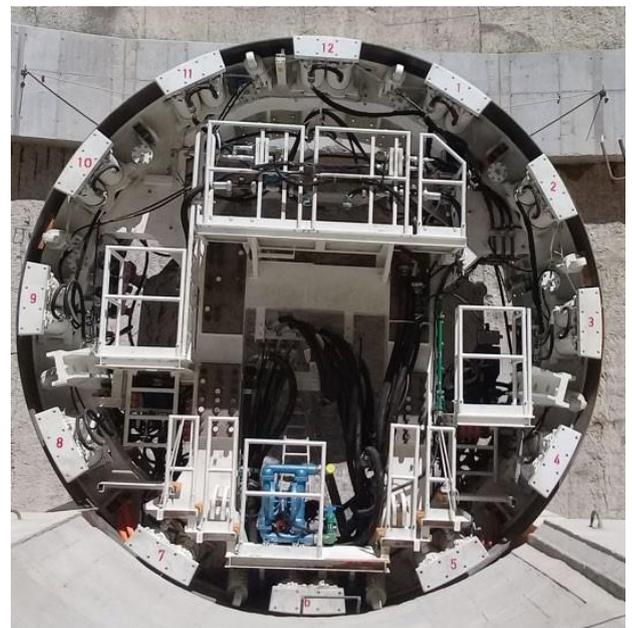


Figure 14 Thrust pads of Arroyo Vega, Buenos Aires, EPB

It is noted that in Arroyo Vega and Linha 4 each group included three push rams, in Linha 5 four rams and in Riyadh four shoes per groups B, C, D and three shoes per group A. This configuration has been taken into account in the analysis of data.

Firstly, thrust registers by group are indicated in the next plots for each case study, where the fluctuation of thrust distribution and amount is shown, (see below from Figure 15 to Figure 20),

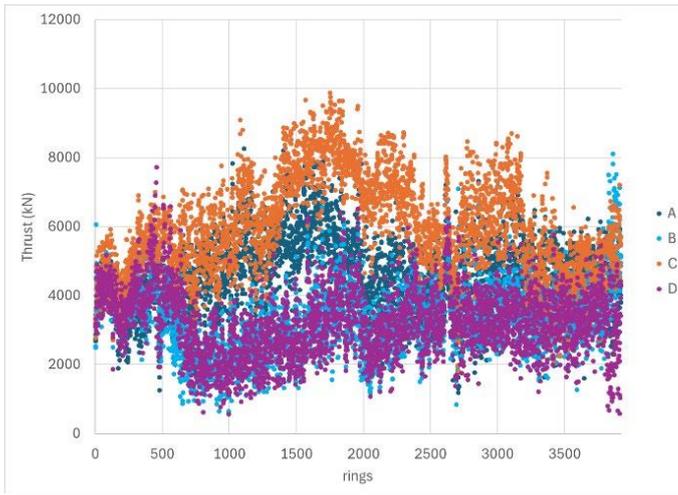


Figure 15 Arroyo Vega. Registered thrust by groups

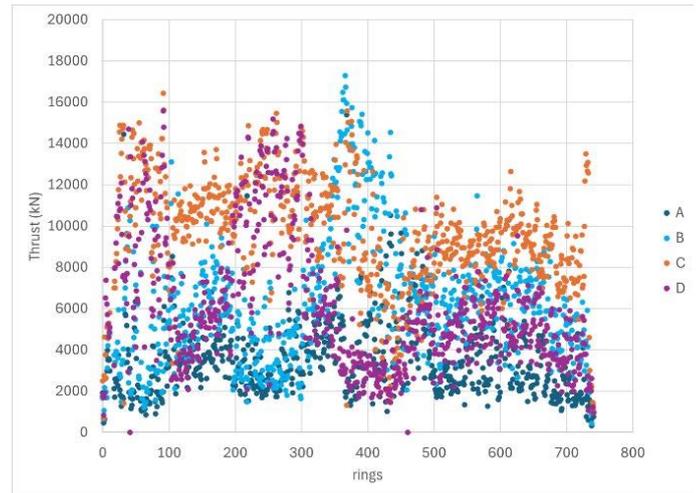


Figure 18 Riyadh Blue. Registered thrust by groups.

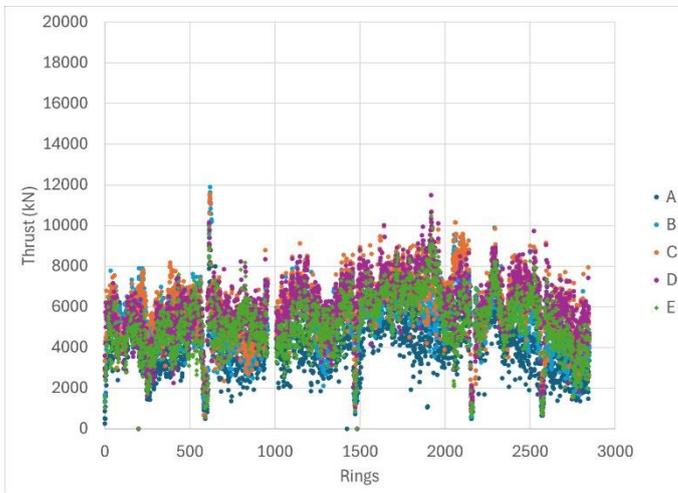


Figure 16 São Paulo L4. Registered thrust by groups.

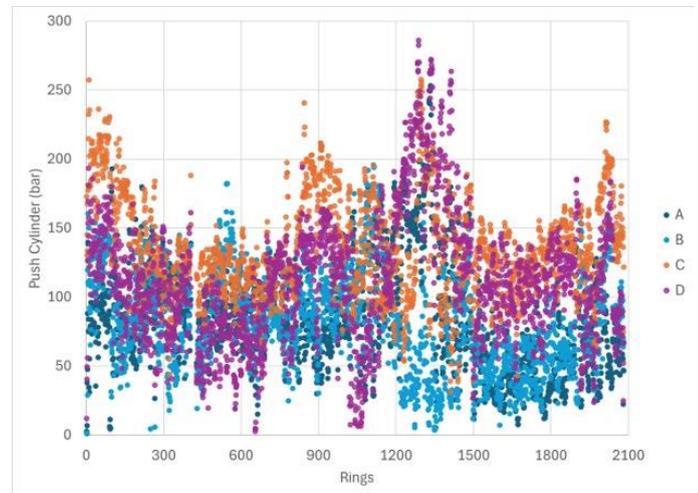


Figure 19 FGC Sabadell. Registered thrust by groups

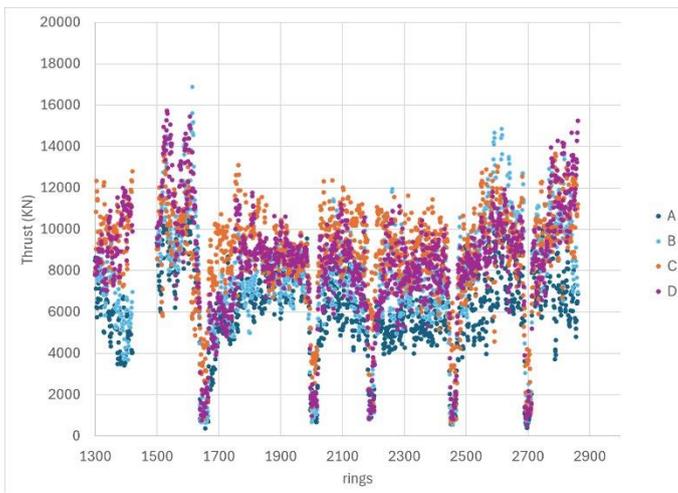


Figure 17 São Paulo L5. Registered thrust by groups.

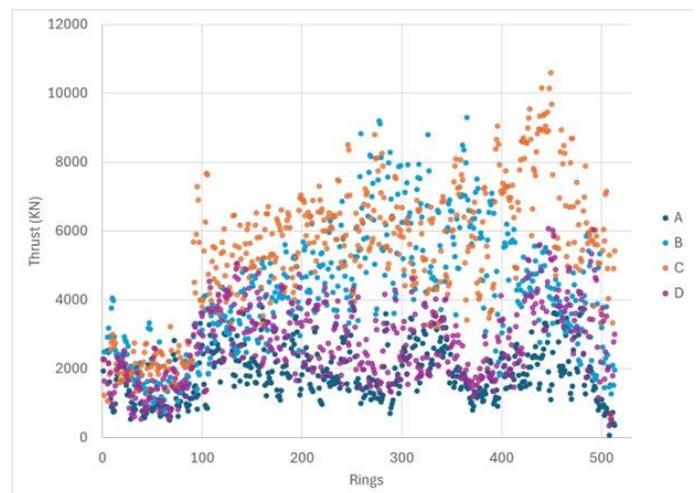


Figure 20 Tel Aviv Red Line Eastern Segment Axis 5. Registered thrust by groups.

In general terms, upper group A is confirmed in the lower values and group C in the upper range, as expected. In some stretches where the difference is

higher, it can be related to changes in the tunnel slope or the increase in the ground density.

Regarding lateral groups, variability along the alignment is observed, with prevalence of one group to the other (D or B), which is associated the horizontal curvature of the tunnel. For instance, in Riyadh Blue Line, the analyzed stretch shows a first right hand curve followed by a left-hand curve, and it is observed that the first part of the stretch shows a prevalence of the D group while the last part confirms a tendency of the B group.

The last conclusion from the registered thrust by groups charts is that in general terms lower group C is the highest, but in some stretches, it is noted that side groups (B/D) are even higher, possible to counteract the curves.

To quantify those differences between thrust rams positions, the registers are averaged in the following diagrams (from Figure 21 to Figure 26) with the percentage of thrust force for each group on each tunnel.

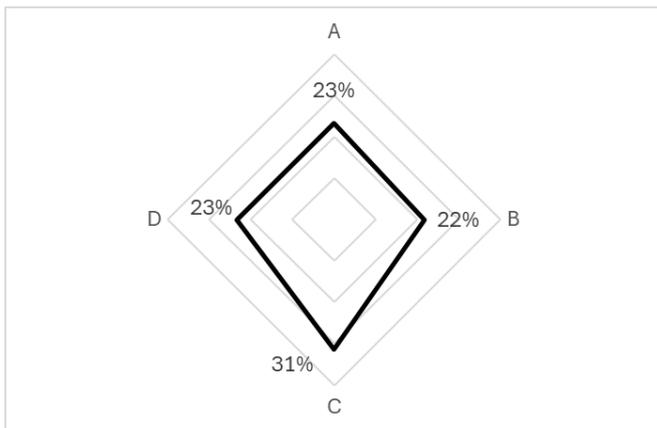


Figure 21 Arroyo Vega. Average thrust percentage on each group.

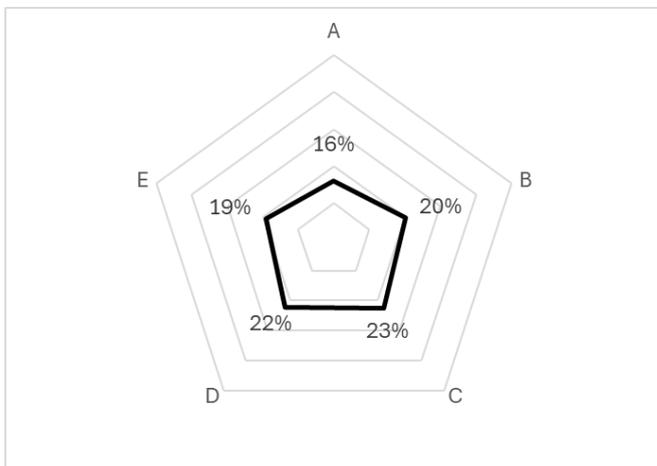


Figure 22 São Paulo L4. Average thrust percentage on each group.

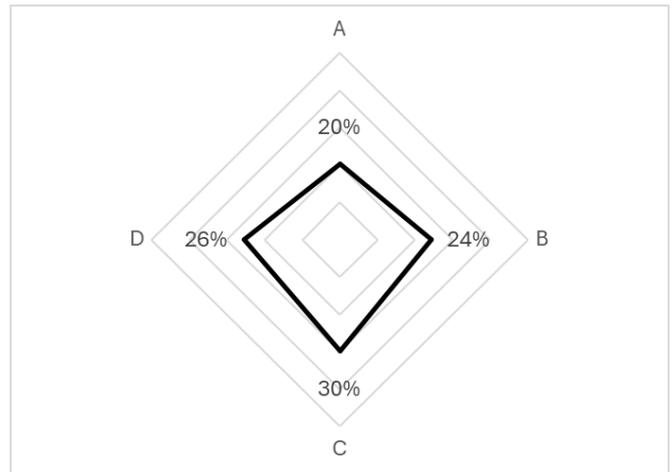


Figure 23 São Paulo L5. Average thrust percentage on each group.

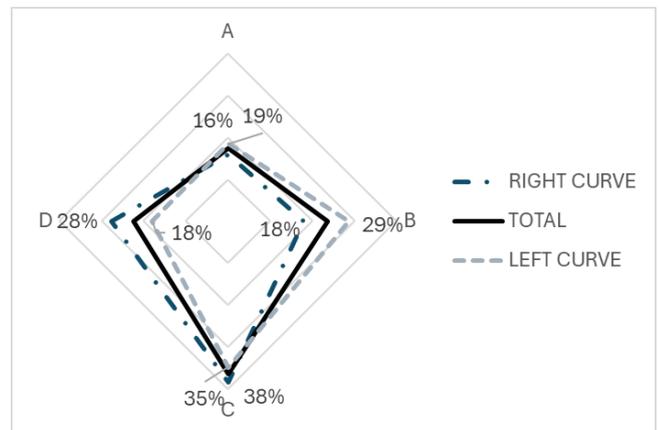


Figure 24 Riyadh Blue. Average thrust percentage on each group.

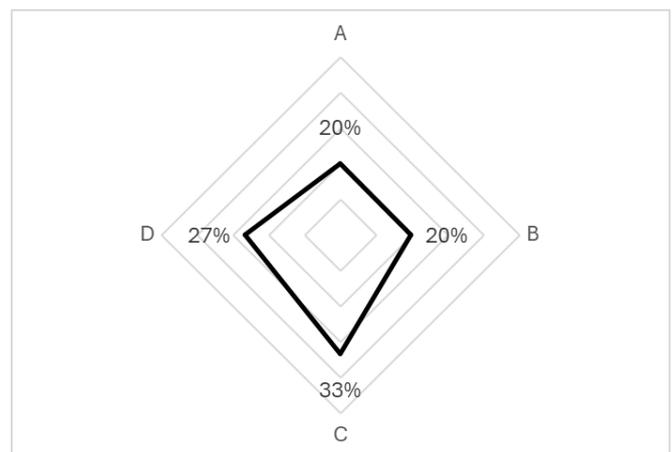


Figure 25 FGC Sabadell. Average thrust percentage on each group.

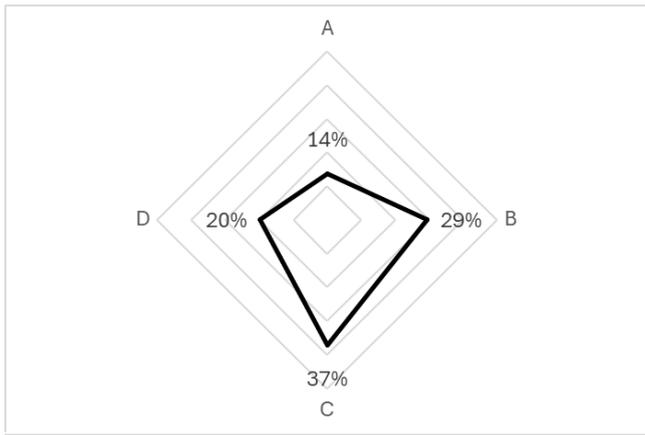


Figure 26 Tel Aviv Red Line Eastern Segment Axis 5. Average thrust percentage on each group.

From the percentages represented above it is extracted that lower groups are always pushing around 8-20% more than the upper ones. Particularly in Riyadh and Tel Aviv tunnels, the difference between right and left thrusts in horizontal curves is around 10%.

To further analyze the difference between the lower thrust and the average in the tunnel center, the average factor has been calculated for each set of data, with a factor that relates the pushing force on each group to the average one. In the following figures, the normal distribution of this factor is shown for each pushing group for the different analyzed tunnels (see Figure 27 to Figure 32).

In Arroyo Vega tunnel, it can be observed that the factor mean value of the lower group is concentrated around 1.4.

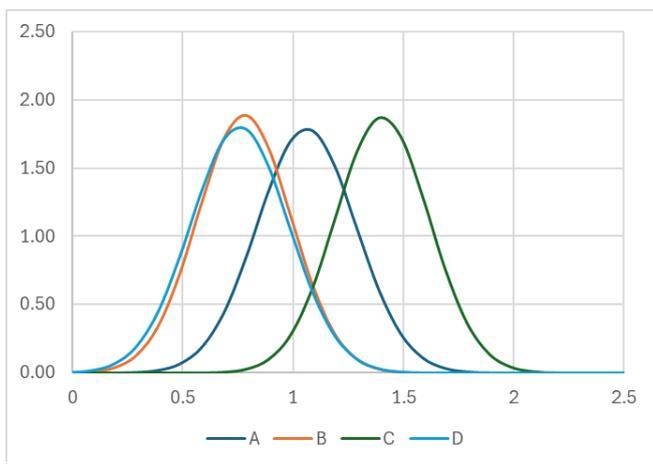


Figure 27 Arroyo Vega. Normal distribution.

In São Paulo Linha 4, average values for lower groups C and D are around 1.1 – 1.2.

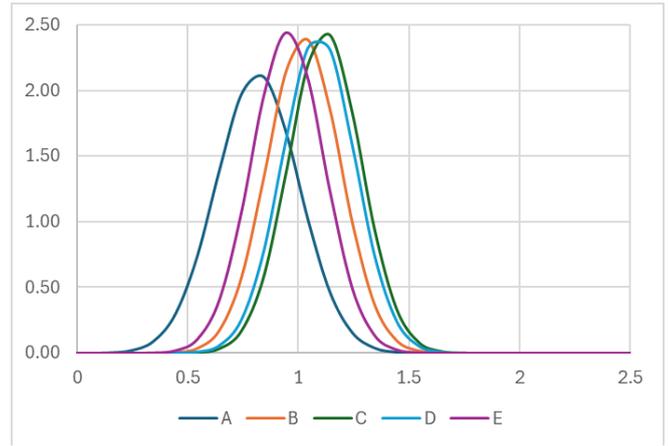


Figure 28 São Paulo L4. Normal distribution

In São Paulo Linha 5, the difference factor average for low group C is approximately 1.2.

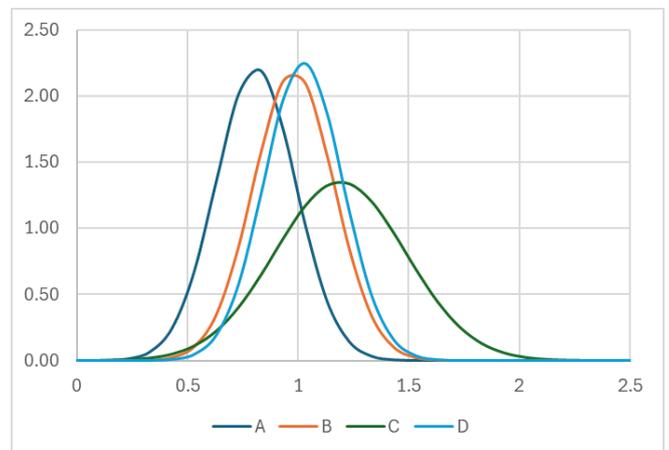


Figure 29 São Paulo L5. Normal distribution.

In the distribution from Riyadh tunnel, the dispersion is wider, with an identified average difference factor of 1.42 for lower group C. This behavior might be attributed to the shortness of the analyzed stretch, corresponding to the excavation of two horizontal curves, and the high density of the ground.

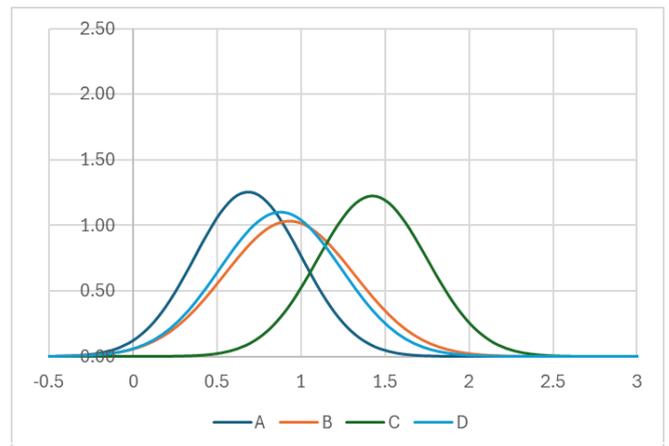


Figure 30 Blue Line Riyadh Metro. Normal distribution.

In FGC Sabadell 5, the difference factor average for low group C is approximately 1.3.

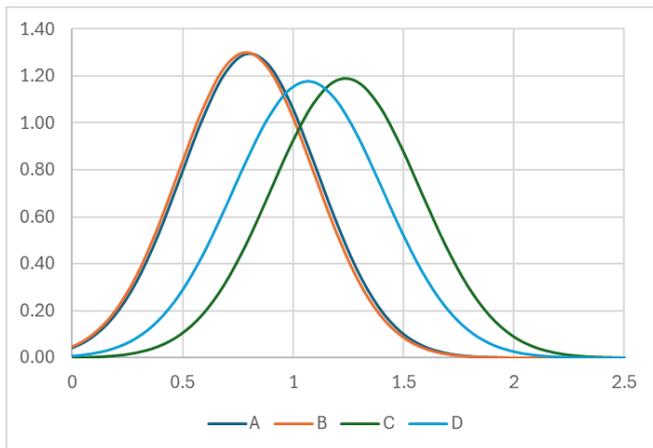


Figure 31 FGC Sabadell. Normal distribution.

Similar to the Riyadh tunnel, the dispersion in Red Line Axis 5 is wider, with an average difference factor of 1.45 observed for the lower group (Group C). The analyzed section is relatively short as well.

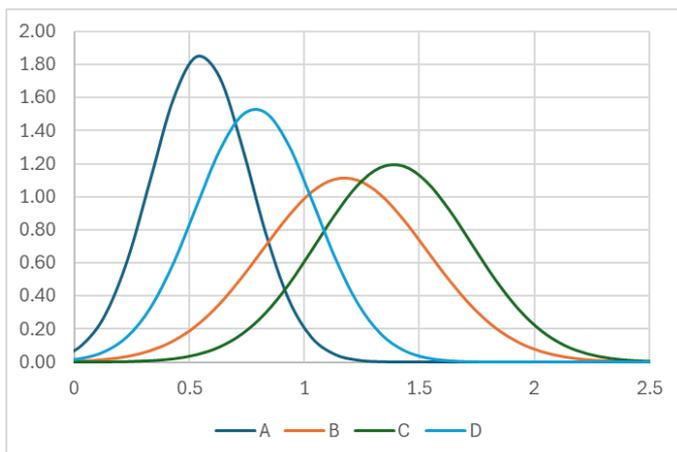


Figure 32 Tel Aviv Red Line Eastern Segment Axis 5. Normal distribution.

To sum up, with the results from the normal distributed values, it is concluded that the expected difference between tunnel axis and lower thrust forces is within a factor of 1.1-1.5 (see Figure 33).

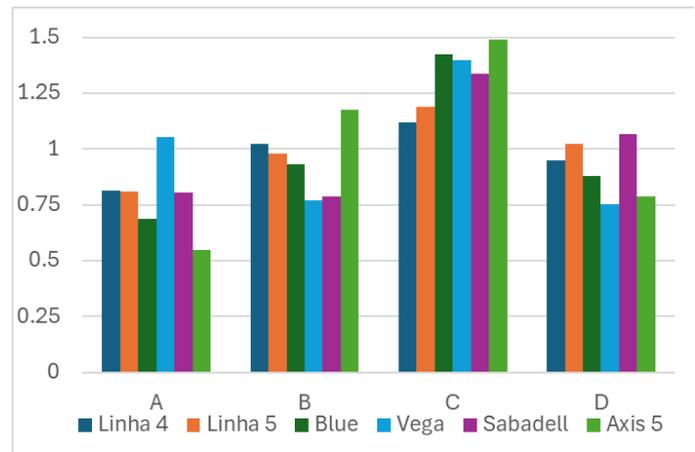


Figure 33 Summary of coefficient between axis and group thrust

When compared with the theoretical thrust (based on equation 1) expected difference due to tunnel depth position, this factor is between 1.1 to 1.3 for the analyzed cases. Thus, as already commented, this variability might rely on additional parameters, such tunnel diameter, shield length and weight, ground density, alignment slope, curvature, TBM driving, etc. The authors of this paper aims the Designers to further analyze this parameter in a particular base project and establish a reliable factor during design.

4.1 Difference in thrust related to horizontal curves

The final item to focus on is the assessment of the required pushing force to excavate horizontal curves.

As presented in chapter 3, some references (JSCE, 2013) already propose theoretical formula to estimate the changes in driving direction. Using it, the increase in the total EPB forces is less than 5% (increase factor of 1.05).

First analysis is done using data and results from a stretch of São Paulo Metro Linha 5, with two curves in different direction and one central straight part (see Figure 34).

Besides, if TBM thrust records along this stretch from Linha 5 are averaged by 100 rings sectors and plotted in the diagram below several appreciations might be made. Firstly, the average force along the straight part and the average forces along the right and left curves are extracted and values compared. It is inferred a relation of 1.1 for the right curve and 1.2 for the left curve. Secondly, it is confirmed that for the right-side curve, group D (left) is higher than group B (right), and the opposite is occurring in the left-side curve, even surpassing the lower group (B group higher than C group).

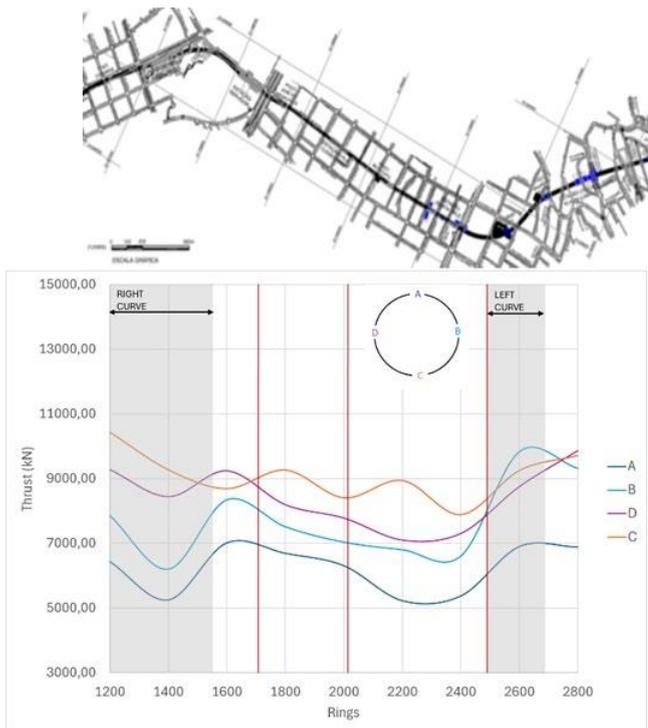


Figure 34 São Paulo L5 stretch, average thrust by groups.

Group B demonstrated greater thrust compared to Group D. However, in the second part of the alignment, there were two right-hand curves where Group D clearly dominated (see Figure 36).

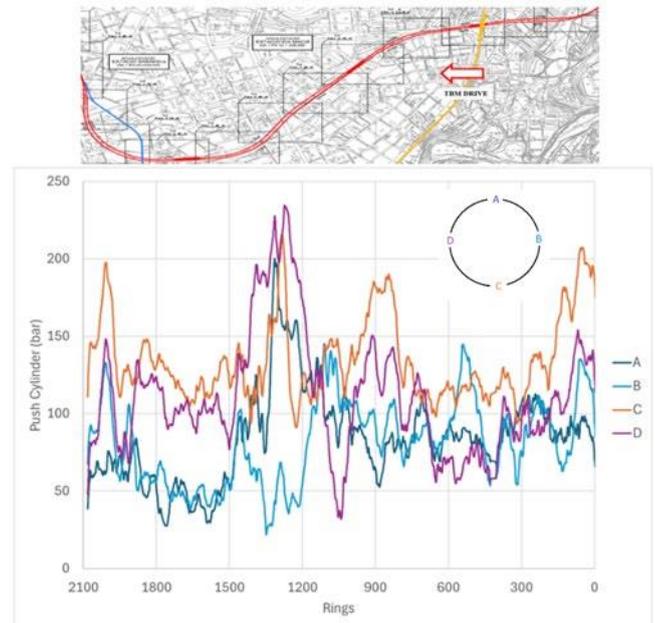


Figure 36 FGC Sabadell stretch.

Second analysis is carried out using data from Axis 5 Eastern Segment Red Line Metro Tel Aviv (see Figure 35).

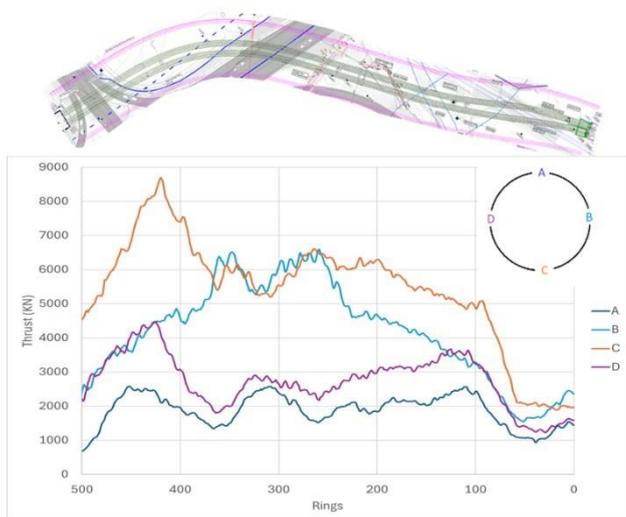


Figure 35 Axis 5 Eastern Segment Red Line Tel Aviv

This initial section of the Red Line Axis 5 is defined by a left-hand curve with a radius of 250 meters. For this curve, it has been confirmed that Group B (right) pushing force is higher than Group D (left), even exceeding the elevation of the lower group (Group B being higher than Group C).

The third analysis of thrust in horizontal curves was conducted using data from FGC Sabadell. This section included two gentle left-hand curves where

The conclusion is that indeed the total thrust force along horizontal curves is expected higher, as already proposed in references, and that the lateral pushing of the TBM on sides to define the curvature of the alignment can be even higher than lower cylinders.

5 CONCLUSIONS

The present paper constitutes a review of the approach for the design of segments circumferential joints due to EPB-TBM pushing forces with a sustainability perspective. Since some traditional structural approaches seem to be overconservative, with the aim of optimizing reinforcement and reduce carbon footprint, design assumptions and related factors during thrusting loads design have been assessed and discussed based on several real-case tunnels data.

The following are the main conclusions to aim designers to give the most secure, optimized and sustainable design:

- TBM thrust capacity is much greater than the actual thrust forces registered during tunnel excavation, therefore, a more reliable design pushing value must be considered, estimated according to particular tunnel conditions.
- It has been concluded that the estimation of thrust forces along the tunnels using empirical formula fits

the actual registered forces because it considers the specific situations intrinsic to TBM excavation.

- For the design of the segment's circumferential joints, the recommendation relies on:

- First, the estimation of thrusting loads at tunnel axis level in a realistic scenario.
- Then, the application of a factor 1.05-1.2 along curved stretches, thus obtaining the design TBM thrust force along the alignment.
- Next, divide the design thrust force by the number of ram shoes and apply an additional factor to account for the difference in axis/lower shoes depth between 1.1 to 1.35.
- Finally, structurally check the segments and proposal of SFRC/reinforcement.

- It is strongly suggested that in tunnels with certain heterogeneity along the alignment, design pushing values are distinguished along the alignment. For instance, in tunnels with long straight parts combined with horizontal curved stretches, or in tunnels with clearly dissimilar types of ground conditions, such as soil and rock, groundwater levels or overburdens, the sectioning of the alignment and the proposal of different levels of expected pushing loads might be relevant.

- Based on different design pushing levels for each sector, the proposal of different types of reinforced rings can become a more competitive and sustainable alternative.

- A proper optimization of segments reinforcement can offer a, a notorious reduction of the related emissions when compared to reinforcement proposed with conservative means.

6 REFERENCES

- ACI 318. 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- ACI 350. 2006. Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary.
- ACI 544.7R. 2016. Report on Design and Construction of Fiber- Reinforced Precast Concrete Tunnel Segments.
- Andrade, G. et al. 2024. *Experimental and numerical investigation of flexural behavior of precast tunnel segments with hybrid reinforcement*, Tunnelling and Underground Space Technology.
- Ates, U. 2013. *A comparative study on the relationships between design parameters of TBMS with two current examples of large section TBMS*. MSc Thesis, Istanbul Technical University.
- Bakhshi, M. Nasri, V. 2020. *Crack width simulation and nonlinear finite element analysis of bursting and spalling stresses in precast FRC tunnel segments under TBM thrust jack forces*. RILEM-fib International Symposium on FRC.
- Bech, S. M. Pescara. D. Nebbia. 2022. *Segmental Lining Design Optimization Against Reliable TBM Thrusting Conditions*. World Tunnel Congress 2022 publication.
- Cassio, H. 2013. *Expansión de las Obras Metroviarias en grandes Centros Urbanos*. CBT, ITA-AITES. Buenos Aires.
- De La Fuente, A. Blanco, A. Cavalaro, S. and Aguado, A. 2016. *Sustainability Assessment Of Precast Concrete Segments For TBM Tunnels*. II International Conference on Concrete Sustainability ICCS16.
- FIP. 2010. Model Code. Bulletins 65-66.
- FIP. 2017. *Precast tunnel segments in fibre-reinforced concrete. State of the art report*. Bulletin 83.
- DAUB. 2013. *Recommendations for the design, production and installation of segmental rings*.
- Guglielmetti et al. 2008. *Mechanized Tunnelling in Urban Area*, Taylor & Francis.
- ITA . 2016. *Twenty years of tunnel segments practice: lessons learnt and proposed design procedure*. 21373-ITA-Report-16-WG2.
- ITA-TECH. 2016. *Guidance for Precast Fibre Reinforced Concrete Precast Segments – Vol. 1: Design Aspects*. 21374-ITATECH-Report-7-PFRCs.
- ITA. 2019. *Guidelines for the Design of Segmental Tunnel Linings*.
- ITA. 2019. *Damages of segmental lining*. Working Group 2 – Research, Società Italiana Gallerie (SIG).
- ITA. 2022. *Low Carbon Tunnel Linings*. Lunchtime series.
- ITA-TECH. 2024. *Low Carbon Concrete Linings*. ITA Report n°35.

JSCE (Japan Society Of Civil Engineers), 2007. Standard Specifications For Tunneling – Shield Tunnels.

Maidl, B. Thewes, M. Maidl, U. 2014. Handbook of Tunnel Engineering.

Meda, A. et al. and 2016. *Experimental investigation on precast tunnel segments under TBM thrust action*. Engineering Structures 119, pages 174–185.

Nogales, A. Della Fuente, A. 2020. *Crack width design approach for FRC tunnel segments for TBM thrust loads*. Tunnelling and Underground Space Technology 98, 103342.

Ring, B. Bastos Vieira da Fonseca, R. 2014. *Design of steel fiber reinforced segmental lining for Line 5, Lot 7 of Metro São Paulo*. World Tunnel Congress 2014 publication.

Società Italiana Gallerie. 2024. *Thrust force requirements for TBM*. Working Group 2 – Research. Working Group 14 - Mechanized Tunneling.

Abordagem tribológica na análise do desgaste dos discos de corte em microtuneladora

J. H. Otalvaro, G. R. Piazzetta & G. Pintaúde

Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil

RESUMO: Projetos de escavação mecanizada com tuneladoras estão se tornando mais frequentes, mas o desgaste dos discos de corte continua representando um desafio técnico e econômico significativo. Atualmente, a previsão de desgaste baseia-se em propriedades intrínsecas da rocha e métodos qualitativos, resultando em baixa precisão na estimativa da vida útil dos discos. Este estudo descreve detalhadamente os elementos de escavação de uma microtuneladora (MTBM) como um sistema tribológico, realçando que o desgaste é uma propriedade extrínseca dependente do sistema. A análise das áreas de contato possibilita entender como o desgaste afeta as variáveis operacionais, em particular a penetração.

1 INTRODUÇÃO

As obras de saneamento em meios urbanos densamente povoados motivam a adoção de métodos que minimizem o impacto gerado pela execução desses projetos. Por isso, tem-se optado cada vez mais pela utilização do Método Não Destrutivo (MND). Esse método permite a construção ou recuperação das redes de água e esgoto com a menor interferência possível na superfície, reduzindo o impacto no sistema viário e nas atividades adjacentes à obra, devido à menor área de escavação superficial (Dezotti, 2008).

Uma das categorias de MND para a construção de novas redes é denominada microtúnel (Dezotti, 2008). O processo de escavação se dá com a máquina de escavação de microtúneis (microtuneladora ou MTBM – MicroTunnel Boring Machine) através da técnica de cravação de tubos,

também conhecida como pipe-jacking, a qual promove um suporte contínuo da frente de escavação e não requer entrada de pessoal no interior do túnel durante a escavação (ASCE, 2001). A cabeça de corte, ou seja, a parte frontal da tuneladora, é composta por diversos discos de corte, cuja disposição geométrica permite a formação de trilhas concêntricas na parede de rocha, que fragmentam o material permitindo a escavação e o avanço da máquina.

O disco de corte, ou cortador, é composto pelo anel de corte, corpo, eixo, rolamentos e dispositivos de vedação. O anel do disco de corte, parte do disco que fica em contato direto com a rocha é continuamente desgastado, quando se identifica que a redução da altura do anel atinge um limite crítico, realiza-se a troca da ferramenta, evitando que a

estrutura da cabeça de corte entre em contato direto com a rocha.

Nas obras de saneamento com microtuneladoras, uma parcela significativa do orçamento é destinada aos discos de corte, especialmente na escavação de rochas, onde o desgaste é severo. Assim, prever o consumo dessas ferramentas é crucial tanto para uma precificação adequada na licitação quanto para o controle de custos e cronograma durante a execução, evitando gastos adicionais e paradas não planejadas para trocas de discos.

Ao longo dos anos, diversos métodos de teste foram desenvolvidos para estudar e medir as características abrasivas e de desgaste de materiais rochosos. Hamzaban et al. (2023) faz uma análise crítica dos métodos disponíveis e classifica os de escala de laboratório em dois grupos:

1. Métodos baseados em petrologia e mineralogia da rocha
2. Métodos mecânicos: usam rocha intacta ou fragmentos de rocha

Os métodos petrológicos tratam o desgaste como uma propriedade intrínseca da rocha, enquanto os mecânicos, embora considerem a interação entre rocha e metal, frequentemente ignoram fatores como a composição do aço, os parâmetros operacionais da tuneladora, tipo de contato, tensão de contato e mecanismos de desgaste.

Desgaste é um tema comum à quase todas as áreas da engenharia e é estudada pela tribologia (ciência que estuda o movimento relativo entre superfícies). A norma alemã DIN 50320 define que uma abordagem no estudo de problemas de desgaste e prevenção de falhas deve ser baseada em 3 pilares:

1. Consenso acerca da terminologia;
2. Descrição do problema em termos de um sistema tribológico;
3. Classificação de processos básicos e suas ações;

O processo de escavação da rocha com MTBM pode ser entendido como um sistema tribológico, cujo desgaste depende das características dos seus componentes individuais, assim como dos parâmetros funcionais e ambientais.

Esse entendimento é o primeiro passo na construção de um ensaio de previsão de desgaste que transponha os mecanismos do sistema real, de maneira que as estimativas de desgaste sejam mais assertivas.

Este artigo apresenta uma descrição do processo de escavação de rocha dura através de microtuneladora considerando a abordagem de sistema tribológico.

2 ENSAIOS DE ABRASIVIDADE

A ISRM (1978) afirma que a dureza e a abrasividade de uma rocha dependem do tipo e da quantidade de minerais que a compõem, bem como da força de ligação entre os cristais ou grãos. Define também que testes de abrasão medem a resistência da rocha ao desgaste, enquanto os testes de abrasividade avaliam o desgaste do metal devido ao contato com o material rochoso. Os testes de abrasividade podem ser classificados de acordo com a escala em pequena, moderada e real. Os métodos de laboratório se enquadram nas escalas pequena (métodos baseados em petrologia e mineralogia da rocha) e moderada (equipamentos de bancada).

Entre os métodos baseados em petrologia e mineralogia podemos citar a determinação de dureza através de ensaios de indentação (Knoop e Vickers); ensaios dinâmicos ou de recuperação (martelo de Schmidt); ensaios de riscamento (Mohs) e ensaios mineralógicos (Teor de Quartzo equivalente – EQC) e a combinação de ensaios (Rock Abrasive Index -RAI).

Hamzaban et al. (2023) descreve 13 ensaios mecânicos de abrasividade, sendo os mais utilizados:

- O ensaio Cerchar Abrasivity Index (CAI) utiliza uma ponta de aço com dureza HRC 50, que risca a rocha em um percurso de 10 mm sob uma força de 70 N. O valor médio do desgaste das pontas é então calculado, obtendo-se assim a classificação qualitativa da rocha, de pouco a extremamente abrasiva.
- O ensaio de abrasividade de rochas LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) é realizado utilizando uma amostra de aço grau XC 12, com dimensões de 50x25x5 mm, que gira em contato com rocha triturada a uma velocidade de 4500 rpm durante 5 minutos. A perda de massa resultante é utilizada como uma medida de abrasividade.
- O Rolling Indentation Abrasion Test (RIAT) reproduz a escavação em escala reduzida, utilizando dois discos que penetram na rocha intacta. A taxa de desgaste é obtida pela

diferença de massa medida entre o início e o fim do ensaio.

3 SISTEMA TRIBOLÓGICO

Desgaste é definido como a remoção contínua e indesejada de material da superfície de um corpo sólido devido a interações mecânicas, como impactos e movimentos relativos (ASTM G40-21).

A interação de superfícies em contato durante movimentos relativos é uma questão geral presente na maioria dos projetos de engenharia, e não há máquina ou mecanismo que esteja isento dessas interações, sendo dependente de diversos fatores, como as propriedades dos materiais em contato, as condições de operação e o ambiente.

Nesse contexto, a Tribologia é a ciência que estuda as interações entre superfícies de materiais em movimento relativo entre si (deslizamento, rolamento, oscilação, etc.). Ao longo de várias décadas, os resultados de investigações tribológicas revelaram que as propriedades de atrito e desgaste de um material específico são parâmetros funcionais, e não propriedades intrínsecas, sendo relevantes às condições predominantes.

O sistema tribológico é uma ferramenta conceitual (DIN 50320) capaz de isolar e analisar a interação entre superfícies com movimentos relativos, incluindo as características dos materiais envolvidos, as condições de operação e os ambientes de trabalho. Portanto, ele fornece uma estrutura para correlacionar esses fenômenos e entender melhor como eles irão interagir sob diferentes condições operacionais, o sistema tribológico fundamental é descrito pela Figura 1.

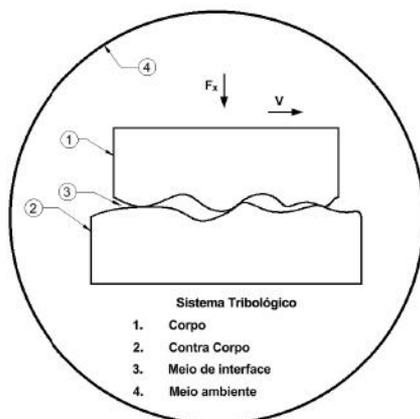


Figura 1. Conceito de sistema tribológico.

Aplicando o conceito de sistema tribológico podemos analisar o problema de desgaste dos discos de corte de MTBMs, onde cada componente do sistema é definido a seguir (Figura 2).

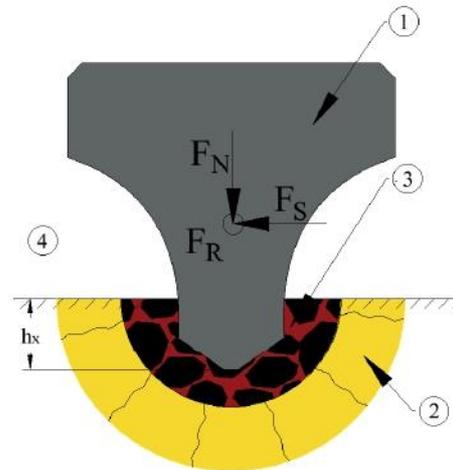


Figura 2. Sistema tribológico para o disco de corte

1. Corpo: o anel do disco de corte, geralmente feito de aço ferramenta com resistência ao desgaste;
2. Contra-Corpo: a rocha escavada, cujas propriedades variam ao longo do túnel, depende da zona geológica de escavação;
3. Interface: lubrificação (água, espumas ou bentonita);
4. Meio ambiente: as condições ambientais de trabalho como a temperatura e o debrís gerado que consiste em partículas de rocha ou aço desprendidas durante o corte;

Os parâmetros de entrada fazem referência a forma em que é feita a escavação, parâmetros operacionais, como

- Força de contato
- Pressão nos macacos hidráulicos
- Velocidade de rotação e avanço da cabeça de corte.
- Torque

Uma análise do sistema tribológico do corte de rocha com TBM devem contar com parâmetros que possam descrever o fenômeno do desgaste, tais como:

- Perda de material (desgaste)
- Força necessária para gerar fratura
- Coeficiente de atrito (COF)
- Energia requerida

diferença de massa medida entre o início e o fim do ensaio.

3 SISTEMA TRIBOLÓGICO

Desgaste é definido como a remoção contínua e indesejada de material da superfície de um corpo sólido devido a interações mecânicas, como impactos e movimentos relativos (ASTM G40-21).

A interação de superfícies em contato durante movimentos relativos é uma questão geral presente na maioria dos projetos de engenharia, e não há máquina ou mecanismo que esteja isento dessas interações, sendo dependente de diversos fatores, como as propriedades dos materiais em contato, as condições de operação e o ambiente.

Nesse contexto, a Tribologia é a ciência que estuda as interações entre superfícies de materiais em movimento relativo entre si (deslizamento, rolamento, oscilação, etc.). Ao longo de várias décadas, os resultados de investigações tribológicas revelaram que as propriedades de atrito e desgaste de um material específico são parâmetros funcionais, e não propriedades intrínsecas, sendo relevantes às condições predominantes.

O sistema tribológico é uma ferramenta conceitual (DIN 50320) capaz de isolar e analisar a interação entre superfícies com movimentos relativos, incluindo as características dos materiais envolvidos, as condições de operação e os ambientes de trabalho. Portanto, ele fornece uma estrutura para correlacionar esses fenômenos e entender melhor como eles irão interagir sob diferentes condições operacionais, o sistema tribológico fundamental é descrito pela Figura 1.

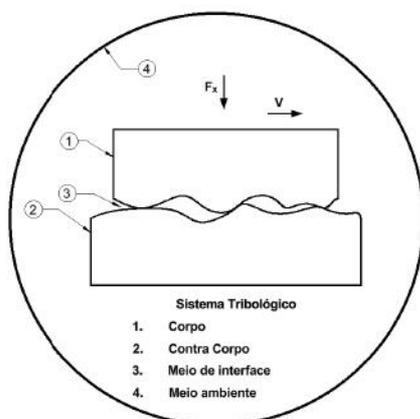


Figura 1. Conceito de sistema tribológico.

Aplicando o conceito de sistema tribológico podemos analisar o problema de desgaste dos discos de corte de MTBMs, onde cada componente do sistema é definido a seguir (Figura 2).

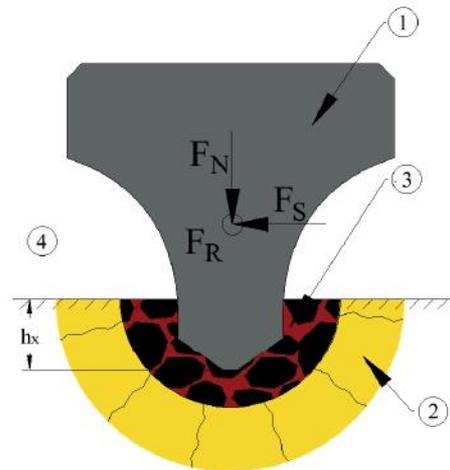


Figura 2. Sistema tribológico para o disco de corte

1. Corpo: o anel do disco de corte, geralmente feito de aço ferramenta com resistência ao desgaste;
2. Contra-Corpo: a rocha escavada, cujas propriedades variam ao longo do túnel, depende da zona geológica de escavação;
3. Interface: lubrificação (água, espumas ou bentonita);
4. Meio ambiente: as condições ambientais de trabalho como a temperatura e o debrís gerado que consiste em partículas de rocha ou aço desprendidas durante o corte;

Os parâmetros de entrada fazem referência a forma em que é feita a escavação, parâmetros operacionais, como

- Força de contato
- Pressão nos macacos hidráulicos
- Velocidade de rotação e avanço da cabeça de corte.
- Torque

Uma análise do sistema tribológico do corte de rocha com TBM devem contar com parâmetros que possam descrever o fenômeno do desgaste, tais como:

- Perda de material (desgaste)
- Força necessária para gerar fratura
- Coeficiente de atrito (COF)
- Energia requerida

3.3 Contra-corpo: rocha

O contra-corpo é a rocha escavada. Trata-se de um gnaisse com composição quartzo, plagioclásio e biotita. A rocha foi classificada como extremamente resistente (ISRM, 1978) com resistência à compressão uniaxial maior que 50 MPa (Macias et al. 2017).

3.4 Interface

No caso de escavação com MTBM, a lubrificação é feita com a utilização de água ou bentonita. Quando os túneis estão abaixo do nível freático, resulta que na interface do sistema sempre haja água (Sterling, 2020).

3.5 Parâmetros de escavação

Os parâmetros de escavação dependem das condições atuais de desgaste dos discos e do tipo de rocha que esteja sendo escavada, além dos parâmetros como penetração, velocidade de avanço, torque, força de contato, entre outros.

4 ANÁLISE DE VARIÁVEIS OPERACIONAIS

4.1 Tipo de movimento: trajetória dos discos

As TBMs combinam um movimento horizontal e rotacional de avanço do cabeçote de corte, permitindo que os discos penetrem na rocha e continuem avançando. O disco não possui um sistema de propulsão, ele inicia seu movimento unicamente por meio do atrito com a rocha, resultando em uma trajetória helicoidal considerando só o ponto de contato disco-rocha (Figura 7) de acordo com Zhang et al. (2019), como resultado, apenas uma parte do disco entra em contato com o material é repetindo-se em um intervalo dependente da velocidade de escavação. Durante esse movimento, os discos estão sujeitos a um movimento relativo de rolamento, o que pode dar uma base para obter uma definição do tipo de desgaste associado, Varenberg (2013) associou o desgaste abrasivo a três corpos para este tipo de movimento por rolamento, o que tem relação com o desgaste mais comum apresentado na maioria de projetos. A trajetória helicoidal é descrita pela equação (1).

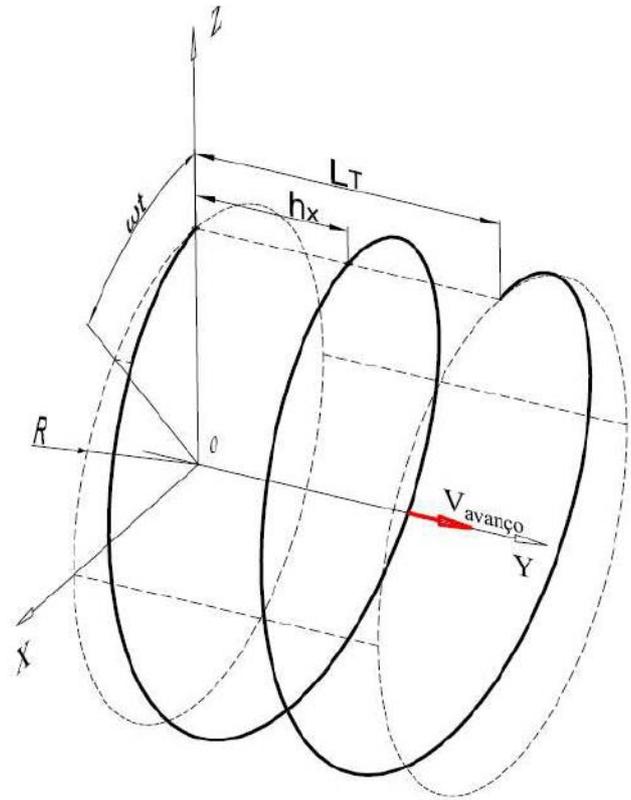


Figura 7. Trajetória helicoidal percorrida

$$S_{per} = \sqrt{4\pi^2 R^2 \left(\frac{L_T}{h_x}\right)^2 + L_T^2} \quad (1)$$

Onde:

- L_T : Longitude de escavação Horizontal [m]
- h_x : Penetração do disco na Rocha [mm]
- R_i : Raio de localização do disco [mm]
- S_{per} : Distância total percorrida pelo disco [m]

A penetração em uma obra é obtida por meio da velocidade de avanço com respeito a rotação do cabeçote, seguindo a equação (2).

$$h_x = \frac{V_{avanço}}{\omega} \quad (2)$$

Onde:

- $V_{avanço}$: Velocidade de avanço da MTBM [mm/min]
- ω : Velocidade de rotação do cabeçote [rpm]

Zhang et al. (2019) considerou que o cabeçote opera a uma velocidade relativa com os discos, que adquirem uma velocidade tangencial variável de acordo com sua posição radial que aumenta

conforme eles se afastam do centro cabeçote como o observado na Figura 8. Essa relação é descrita pela Equação (3) para cada rotação completa do cabeçote.

$$N_d = \frac{R_i}{r} \quad (3)$$

Onde:

- N_d : Revoluções dos discos por cada revolução do cabeçote
- R_i : Raio de localização do disco no cabeçote [mm]
- r : Raio do anel do disco de corte [mm]



Figura 8. Perfil de velocidade dos discos com respeito ao giro do cabeçote

4.2 Geometria e área de contato

O contato entre o disco e a rocha é ilustrado na Figura 9. Quando o disco entra em contato com a rocha, ele penetra com uma profundidade (h_x) determinada pela velocidade de avanço e a força exercida pelos macacos hidráulicos. Devido ao design em forma de anel, o disco consegue aplicar a força de forma concentrada em uma área plana (Rostami, 1993), onde o comprimento da área (S_c) pode ser calculado pelas Equações (4) e (5), caracterizando o contato como do tipo plano.

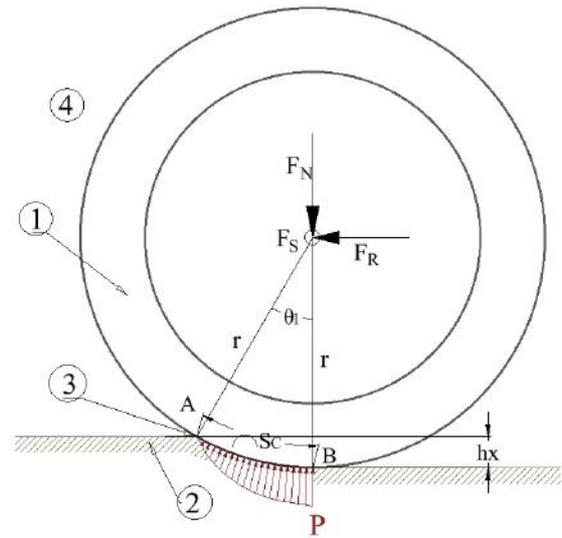


Figura 9. Distribuição das forças e variáveis no anel de corte.

$$\theta_1 = \left(\frac{r-h_x}{r} \right) \quad (4)$$

$$S_c = \theta_1 * r \quad (5)$$

A magnitude das tensões transferidas depende de fatores como a localização e inclinação dos discos no cabeçote, além da profundidade de penetração na rocha e do estado de desgaste dos discos (Hekimoglu, 2024).

O desgaste influencia a eficiência na transferência de esforços. Segundo Sabri et al. (2023) à medida que o disco sofre maior desgaste, sua área de contato aumenta para uma mesma profundidade de penetração em comparação a um disco com menor desgaste. Isso é evidenciado na Figura 10.

Sabri et al. (2023) conseguiu comprovar que essa variação na área de contato pode reduzir a concentração de tensões necessárias para fraturar a rocha, exigindo forças maiores para compensar. Fu et al. (2020) analisou as falhas do disco, entre elas a gerada pelo aumento na força aplicada compromete a integridade estrutural do disco gerando deformações do aço ou estragando outros componentes como os rolamentos e bloqueando o disco, trocando o movimento relativo de rolamento para deslizamento, reduzindo a eficiência do processo de escavação e podendo causar falhas estruturais no sistema.

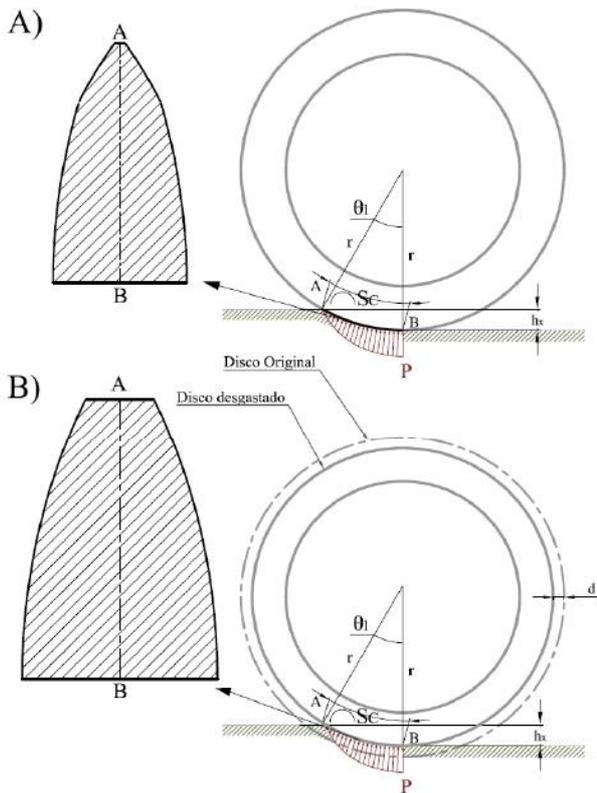


Figura 10. Projeção da área do contato com a roca para a mesma penetração. A) sem desgaste B) desgaste de 10 mm

O desgaste do disco de corte pode ser medido pela diferença em seu raio, tomando um ponto fixo no perímetro e utilizando um gabarito que marca a redução. Embora o disco esteja em contato direto com a rocha durante a operação, o ponto de referência não mantém contato contínuo com a mesma área da rocha de acordo com o Liu et al. (2017). Em cada rotação, o disco penetra a rocha em um ponto A e deixa o contato em um ponto B, precisando completar uma revolução para que o mesmo ponto do perímetro entre novamente em contato com a superfície da rocha, como é observado na Figura 10. O movimento rolamento feito pelo disco pode ser reproduzido a uma escala em pequena, traduzida por um movimento recíproco no qual a movimentação e a velocidade simulam o padrão de contato e a velocidade intermitente entre o disco e a rocha, pois ele tem velocidade variável no recorrido, comportamento que pode ser observado na Figura 11.

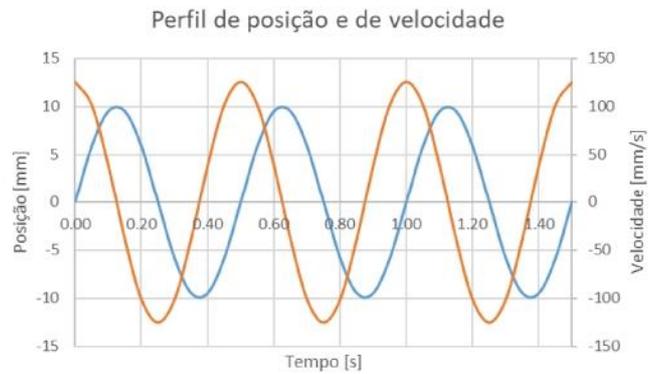


Figura 11. Perfil de posição e velocidade no movimento recíproco

4.3 Processo de corte de rocha

À medida que o cabeçote gira e avança, os discos de corte penetram na rocha, criando trilhas concêntricas e gerando trincas na superfície da rocha. Esse processo ocorre devido ao movimento do cabeçote e à disposição estratégica dos discos, detalhado por Wang et al. (2015), como ilustrado na Figura 12.



Figura 12. Vista dentro da cabeça de corte das trilhas feitas pelos discos na rocha ao longo de um trecho escavado por Passarelli

Na Figura 13 pode ser observado o perfil dos discos quando entram em contato com a rocha onde são geradas trilhas acompanhadas de trincas devido ao esforço. A fratura e fragmentação da rocha ocorrem pela conexão das trincas entre trilhas adjacentes (Farrokh, 2021). Para obter uma escavação eficiente e resguardar o disco, deve ser controlado o esforço aplicado, garantindo que as tensões sejam suficientes para gerar a fratura sem comprometer a integridade dos discos.

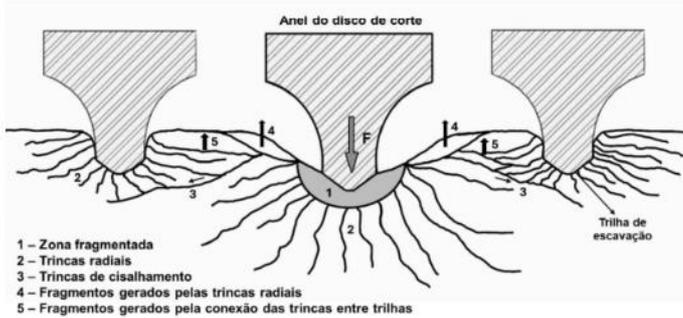


Figura 13. Comportamento do anel de corte na rocha vista parcial.

Com a penetração do disco na rocha e a força aplicada é possível conhecer os esforços que devem ser alcançados com a finalidade de replicar a escavação.

4.4 Análise de forças

Em escavações realizadas por MTBM utilizando a metodologia de pipe-jacking, a contact force é gerada pelos macacos hidráulicos. A força de empuxo é transmitida por toda a estrutura da MTBM, movimentando tanto a massa da máquina quanto a tubulação, até atingir os discos de corte localizados na frente dela. Esses discos penetram no material transmitindo a força através da área de contato, gerando o esforço necessário para fraturar-la, o que deve ser controlado, pois esforços demais podem causar deformações no próprio disco, tanto a penetração como a força aplicada, dependem diretamente do tipo de material de acordo com o Fu et al. (2020). Em materiais mais duros, observa-se um aumento na força necessária e uma redução na penetração dos discos.

As forças de corte atuantes nos discos, cujas componentes estão ilustradas nas Figura 9 e Figura 13, podem ser divididas em três tipos principais: força radial (F_R), normal (F_N) e tangencial (F_S), resultando em uma força resultante única e pode ser influenciada por características da rocha, o disco e de operação de acordo com o Su et al. (2020). O design do cabeçote e o disco, além da integridade dele são fatores cruciais, pois definem como as forças serão distribuídas na rocha. Segundo o Rostami (1993) outros aspectos, como o espaçamento entre os discos, a lubrificação e o ambiente de trabalho (presença de partículas e altas temperaturas), afetam diretamente as forças geradas. Além disso, as propriedades do material e os tratamentos aplicados ao anel de corte são

essenciais, uma vez que forças elevadas podem provocar deformações ou emperramentos no disco, reduzindo a eficiência da escavação ou gerando sobre custos no projeto.

4.4. Lei de Archard

A Lei de Archard é uma equação amplamente utilizada para modelar o desgaste de materiais em diferentes configurações, sendo utilizada em projetos de previsão do desgaste de discos de corte. Wang et al. (2024) utilizou esta abordagem em modelos matemáticos para otimizar o design do cabeçote. O modelo proposto por Archard (1953) permite considerar as propriedades e comportamentos dos materiais em condições de trabalho, considerando que o volume desgastado é proporcional à distância percorrida, à força aplicada e ao comportamento de um corpo ao entrar em contato com outro material e sendo inversamente proporcional à dureza do material de interesse. A equação (6) descreve o desgaste volumétrico esperado:

$$V = \frac{KFd}{H} \quad (6)$$

Onde:

- V : volume desgastado
- F : Força aplicada
- d : Distância de deslizamento
- H : Dureza do material
- K : Coeficiente de desgaste adimensional obtido do contato entre os dois materiais

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como exemplo da interpretação dos parâmetros de escavação em termos de sistema tribológico, considerou-se um trecho escavado de 250 metros em rocha dura.

A penetração é uma resposta dos parâmetros operacionais da máquina e do tipo de maciço escavado. A partir da velocidade de avanço da máquina (mm/min) e da equação (2), assumindo uma velocidade de rotação constante (rpm) para o cabeçote de corte é possível calcular a penetração teórica para cada metro de escavação (Figura 14), sem ter em conta a influência de outros fatores, como a localização no cabeçote e o desgaste.

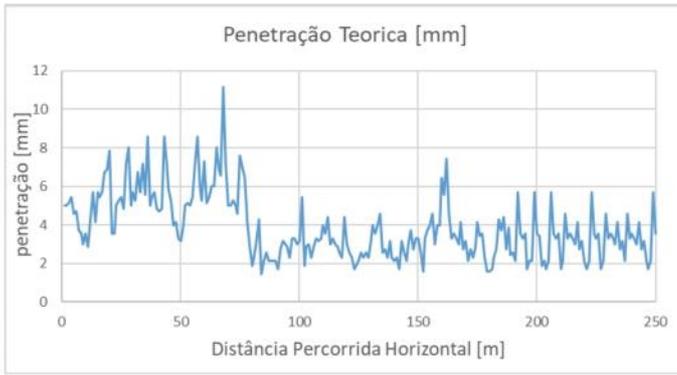


Figura 14. Variação da penetração durante o trecho escavado.

Em termos de trajetória percorrida, é possível calcular a distância que cada disco da cabeça de corte percorre para a mesma distância horizontal. Essa distância varia com grande sensibilidade à penetração do disco na rocha (Figura 15). A faixa de distância percorrida pelos discos na trajetória helicoidal quando estão em contato com a rocha pode ter uma diferença de entre 50% até 91% só com uma diferença de até 1 mm na penetração, aumentando para os mais afastados do centro do cabeçote, por exemplo, para os discos externos que sofrem o maior desgaste a distância de ensaio poderia ir da ordem dos 4271 km para os 372 km só mudando uns milímetros na penetração na rocha.



Figura 15. Distâncias percorridas pelos discos de corte.

Além da variação da distância percorrida, a posição do disco no cabeçote também influencia na área de contato e, portanto, na tensão de contato em cada disco. Ao comparar discos localizados mais próximos do centro com aqueles mais afastados, observou-se que os discos centrais apresentam uma área de contato 75% maior com respeito ao disco aos discos mais afastados, como pode ser observado na Figura 16.

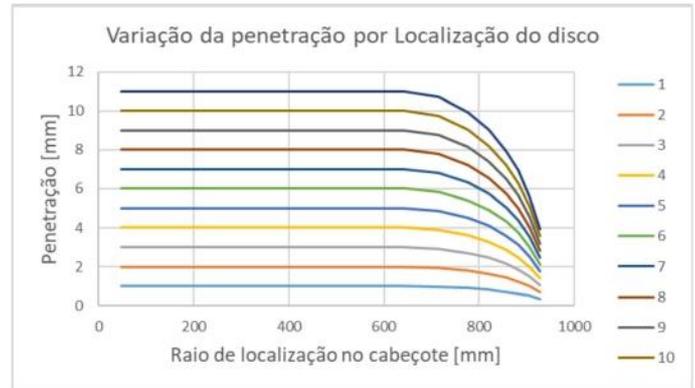


Figura 16. Variação da área de contato entre o disco (sem desgaste) e a rocha para diferentes penetrações

A Figura 17 apresenta o comportamento da força ao longo do trecho, observa-se que as condições não foram constantes, precisando que fosse aplicada mais força em alguns pontos, isso pode acontecer por as diferentes variáveis do sistema tribológico descrito. A variação da força em combinação com a área de contato disponível nos discos define a tensão de contato entre o disco e a rocha. Essa tensão pode definir o comportamento do aço do disco em relação ao desgaste.



Figura 17. Comportamento da força de contato ao longo da distância percorrida.

Como é de se esperar, na comparação entre a força de contato e a penetração teórica observamos um comportamento inverso entre as duas grandezas (Figura 18). Essa relação possui duas possíveis causas: qualidade do maciço e redução da tensão de contato devido ao aumento da área de contato do disco. Ou seja, se a penetração diminui pela melhora na qualidade do maciço rochoso, é preciso aumentar a força para manter a máquina avançando. Por outro lado, se a tensão de contato diminui, reduz a eficiência na fragmentação da rocha e por isso a força precisa aumentar.

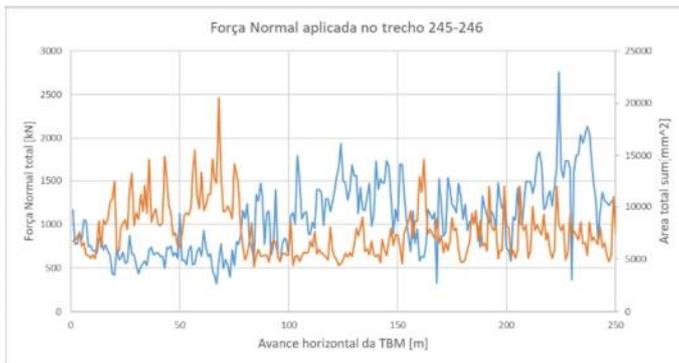


Figura 18. Comportamento da força aplicada e da área de contato em função do avanço.

6. CONCLUSÕES

A análise de dados apresentada teve a finalidade de compreender melhor o comportamento do desgaste nas ferramentas de escavação, relacionando parâmetros operacionais, de design e das características dos materiais, com a finalidade de obter uma descrição da operação de escavação como um sistema tribológico. Neste sentido, pode-se concluir que:

1. A área de contato tende a diminuir conforme os discos estão mais afastados do centro do cabeçote da MTBM, além disso a área também tem um aumento desigual devido ao desgaste de cada um dos discos conforme avança a escavação até chegar a sua troca, pelo que o comportamento de cada um dos discos será diferente, fazendo que a projeção em um futuro deva ser feita relacionando as características da rocha (como a abrasividade), o estado do disco (desgaste, área de contato), condições de operação (força e esforço aplicado por disco, penetração) e de design (localização no cabeçote).
2. Os discos não são trocados ao mesmo tempo por terem taxas de desgaste diferentes, em função de suas posições, o faz com que a MTBM trabalhe com um desgaste acumulado que tende ao aumento na medida que ela avança no trecho. Esse desgaste reduz eficiência da MTBM, precisando de mais força e menos penetração para fraturar a rocha, tendo uma redução na eficiência da obra e a possibilidade de gerar danos estruturais.

3. Quando o disco sofre desgaste as condições de operação mudam, pois o desgaste faz com que a área de contato para um mesmo disco e para a mesma penetração aumentem em até 65%, fazendo com que a penetração deva ser reduzida para fraturar a rocha.

Torna-se necessário o desenvolvimento de um modelo de previsão que integre todas as condições que influenciam o desgaste, como o design do disco, as propriedades da rocha e as diferentes condições operacionais.

7. REFERÊNCIAS

- Archard, J. F. 1953. Contact and Rubbing of Flat Surfaces. *Journal of Applied Physics*, Vol. 24, 8, 981-988
- ASCE. 2001. *Standard Construction Guidelines for Microtunneling*. American Society of Civil Engineers.
- ASTM Standard A681-08. 2022. *Standard Specification for Tool Steels Alloy*.
- ASTM Internacional. 2021. *ASTM G40: Standard Terminology Relating to Wear and Erosion*
- Dezotti, M. 2008. *Análise da utilização de métodos não-destrutivos como alternativa para redução dos custos sociais gerados pela instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas*. Tese Mestr. - Esc. Eng. São Carlos, Univ. São Paulo, 15–231.
- DIN 50 320. 1997. *Análise sistemática dos processos de desgaste. Classificação dos fenômenos de desgaste*. *Metalurgia & materiais*, Vol. 53, 470, 619-622.
- Farrokh, E. 2021. *Cutter change time and cutter consumption for rock TBMs*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 114, 104000.
- Fu, J., Xia Y., Zhang L., Lin L., Zhang X. 2020. *Failure analysis on the fracture of disc cutter in EPB shield machine*. *Engineering Failure Analysis journal*, Vol. 108, 104341

- Hamzaban, M.-T., Rostami, J., Dahl, F., Macias, F. J., & Jakobsen, P. D. 2023. *Wear of Cutting Tools in Hard Rock Excavation Process: A Critical Review of Rock Abrasiveness Testing Methods*. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 53, 3, 1843–1882.
- Hekimoglu, O. Z. 2024. *An evaluation of cutting head design of current tunnel Boring machines and suggestions to improve machine Performance*. Int. J. Mining, Reclam. Environ., Vol. 38, 3, 193–213.
- ISRM. 1978. *Suggested Methods for Determining Hardness and Abrasiveness of Rocks*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 15, 3, 89-97.
- Liu, Q., Liu, J., Pan, Y., Zhang, X., Peng, X., Gong, Q., Du, L. 2017. *A Wear Rule and Cutter Life Prediction Model of a 20-in. TBM Cutter for Granite: A Case Study of a Water Conveyance Tunnel in China*. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 50, 5, 1303-1320.
- Macias, F. J., Dahl, F., Bruland, A., Käsling, H., & Thuro, K. 2017. *Drillability assessments in hard rock. Proceedings of the 3rd Nordic Rock Mechanics Symposium-NRMS 2017*. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Rostami, J. L., 1993. *New model for performance production of hard rock TBMs*. Proceedings - Rapid Excavation and Tunneling Conference. 793-809.
- Sabri, M., Goshtasbi, K., Taheri, E., & Nejati, R. 2023. *A Numerical Investigation of the Effect of Disc Cutter Wear on Rock-Cutting Forces in Mechanized Tunnel Boring Machines*. International Journal of Geomechanics, Vol. 23, 5.
- Sterling, R. L. 2020. *Developments and research directions in pipe jacking and microtunneling*. Underground Space, Vol. 5, 1, 1-19.
- Su, W., Li, X., Jin, D., Yang, Y., Qin, R., Wang, X. 2020. *Analysis and prediction of TBM disc cutter wear when tunneling in hard rock strata: A case study of a metro tunnel excavation in Shenzhen, China*. Wear, Vol. 446-447, 203190.
- Varenberg, M. 2013. *Towards a unified classification of wear*. Friction, Vol. 1, 4, 333–340.
- Wang, L., Kang, Y., Zhao, X., Zhang, Q. 2015. *Disc cutter wear prediction for a hard rock TBM cutterhead based on energy analysis*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 50, 324-333.
- Wang, X., Li, S., Li, Z., Yuan, C., Zhao, S., Peng, K. 2024. *Optimizing cutter wear in TBM operations through numerical analysis of enhanced rock-cutting interaction*. Simulation Modelling Practice and Theory, Vol 135, 102976.
- Ye, Y., Peng, L., Zhou, Y., Yang, W., Shi, C., & Lin, Y. 2020. *Prediction of friction resistance for slurry pipe jacking*. Applied Sciences, Vol. 10, 1.
- Zhang, Z., Aqeel, M., Li, C., & Sun, F. 2019. *Theoretical prediction of wear of disc cutters in tunnel boring machine and its application*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 11, 1, 111-120.

Trenchless shore approaches: the role of pipe jacking and Direct Pipe® for pipeline landfalls and water intakes

P. Schmäh¹ & E. Peev²

¹ Member of the Executive Board, Business Unit Utility Tunnelling, Herrenknecht AG, Germany

² Senior Engineer, Herrenknecht do Brasil, São Paulo, Brazil

ABSTRACT: Construction works in coastal areas can have significant environmental impacts and are therefore getting more and more public attention. Trenchless solutions are indispensable to minimize environmental impact and achieve public acceptance. Slurry pipe jacking and related methods like Direct Pipe are the most widespread techniques to construct tunnels or install pipelines from onshore to offshore with subsequent subsea recovery of the MTBM.

In Latin America, several industries benefit from the further development of both methods. Important milestones have been achieved on the coast of Mexico, where a 2,246 m pipe jacking sea outfall (ID 2600 mm) and a 56" Direct Pipe have been executed for the Sur-de-Texas pipeline going to Tuxpan. Another application of trenchless shore approaches are seawater intakes and outlets for desalination, as well as recent surges in export cable installations for offshore windfarms. Due to water scarcity, desalination plants are being built all over the globe, like for example in Chile, where a high water demand from the mining industry must be covered. The hard rock formations on Chile's coast make pipe jacking works challenging and need adapted technological solutions and contractor's experience. Successful reference projects create trust with clients and planners, with positive impact on planning opportunities and subsequent project execution. This paper will share the latest innovations and case studies.

1 INTRODUCTION

In the construction of shore approaches for sewage outfalls, water intakes or pipeline and cable landfalls, trenchless technologies are an effective and sustainable solution. With regards to their most common use for shore approaches, this paper presents the Pipe Jacking and Direct Pipe method and their application in international pipeline and seawater desalination construction projects.

Water scarcity is a global concern that has led to the development of seawater desalination plants, to address the pressing need for fresh water. One crucial component of such plants is the intake system, specifically water intake lines used to draw in

seawater for the desalination process. These tunnels or pipelines are responsible for transporting large volumes of seawater from the ocean to the desalination plant's treatment units. On an international scale, Pipe Jacking has gained prominence for its efficiency and minimal environmental impact in building these critical water intake systems.

Furthermore, the worldwide growing demand for oil and gas makes the construction of pipelines on and offshore necessary. Pipeline landfalls, the section to connect offshore and onshore installations including LNG terminals, is one of the key elements of large-scale pipeline projects. Using trenchless solutions to minimize disruption to coastal areas and to enhance

project economics, underscores the industry's commitment to responsible and sustainable development of energy supply.

2 GENERAL BENEFITS OF TRENCHLESS METHODS

2.1 Environment

Sea outfalls or seawater intakes are generally installed by trenchless or open-cut trenching methods. In comparison to open-cut methods of pipe installation, a trenchless installation technique reduces impact on environment to a minimum. The installation takes completely place underground, without harming the marine wildlife. Seawater quality remains untouched, emissions and vibrations caused by the pipeline installation are considerably reduced.

2.2 Existing infrastructure

Trenchless marine pipeline installation can also be applied in densely populated areas, where only little space is available for jobsite installation. In comparison to Pipe Jacking, where shafts are relatively deep, Direct Pipe requires a much simpler shaft construction on the landside. Coastal life can continue, tourism and shipping traffic is not affected. Existing underground networks can be conserved.

2.3 Construction time and costs

The installation works of a tunnel or pipeline underground do hardly depend on external conditions like the weather, storms, tides (tidal conditions/influences), or sediment transport. Offshore works are reduced to a minimum, as the main jobsite is located on land. In Pipe Jacking and Direct Pipe, the only marine works are required for the machine recovery from the seabed.

2.4 Pipeline life cycle

Pipelines laid by open-cut techniques on the seabed are subject to hydrodynamic forces resulting from currents. Typical currents caused by orbital movements of wave particles and near-coast currents can damage pipes especially during heavy sea or storms. In the long run, the installation underground extends the pipeline life cycle, the pipeline remains protected underground against damage by ships or sabotage, with a lower risk of settlement and a higher seismic safety.

3 THE PIPE JACKING METHOD

A launch shaft is excavated at the landside where the jacking frame is installed. Its hydraulic jacks are used to push the jacking pipes through the ground out to a predefined target point on the seabed. At the same time, a remote-controlled microtunnelling machine excavates the soil at the tunnel face. No staff has to work in the tunnel during construction. The position of the remote-controlled machine is supervised by a guidance system. With smart lubrication of the pipe string, e.g. by a volume-controlled bentonite lubrication system, and the use of interjacking stations, friction forces along the tunnel and respective jacking loads of the jacking frame in the launch shaft can be considerably reduced. Thus, long-distance drives of more than 1,5km can be realized.

3.1 Recovery module for shore approaches

Tunnelling machines used for Sea Outfalls are equipped with an additional recovery module, consisting of a steel can with bulkhead to close the machine and hydraulic cylinders to separate tunnel and machine. Required hydraulic lines for these cylinders are connected by divers to the outer skin of the recovery module. After complete installation of the tunnel, the seaside end of the pipeline is mostly closed with a bulkhead equipped with a valve.

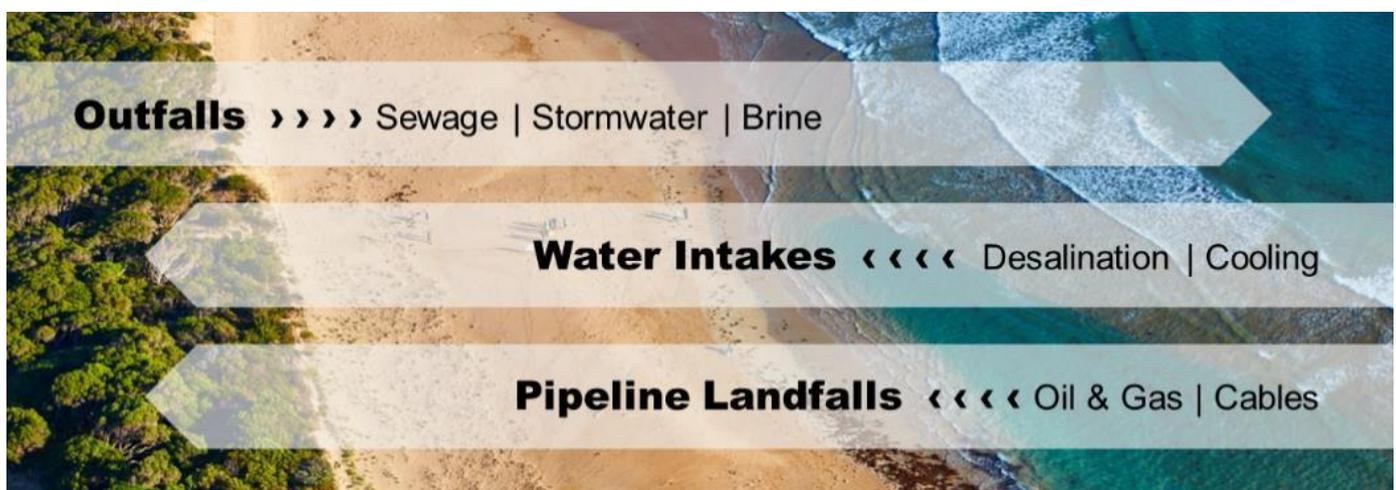


Figure 1. General application fields of sea outfalls, intakes and landfalls



Figure 2. Recovery of a tunnelling machine from the seabed.

3.2 Lifting of the machine

In most cases the tunnelling machine has to be recovered and lifted up to the surface via a crane on a barge or on a jack-up platform. Another possibility to lift the machine from the seabed to water surface is the application of airbags. These are fixed by divers to the lifting eyes of the machine. A compressor installed on a ship or barge on the surface inflates the number of airbags needed to lift the weight of the machine.



Figure 3. Lifting of AVN1200 with airbags, El Marsa desalination project, Algeria (RADCO SARL).

4 PIPE JACKING REFERENCE PROJECTS

4.1 Sorek II Desalination Plant, Israel

The new desalination plant Sorek II is an extension of the existing plant, to increase the drinking water treatment capacity in Israel and meet the country's growing demand. The Sorek II desalination plant, which is treated by reverse osmosis, is considered the largest treatment plant in Israel and one of the largest of its kind in the world with an annual treatment capacity of 200 million m³.

As part of its construction, three sea outfalls of ID2600 / OD3200 mm, two intakes of 1,300 m and a brine discharge of 2,023 m were executed, using an AVND2000 with extension kit. Pipe Jacking was chosen over open-trench or other techniques due to the high environmental restrictions of the area since the terrestrial sections ran mostly within a protected national park and a military base is located closed by.

The geology found in each of the submarine pipelines was mainly sands, clay and silty sands with intercalations of Kurkar (sandstone rock typical of the coast of Israel). During the brine outfall drive, despite being the most complex drive with a length of 2,023 meters, best records of the project were obtained. The

best daily performance of 81 meters is possibly among best performances recorded worldwide in pipe jacking for that diameter. Furthermore, a weekly performance of 300 meters and a monthly yield of 1,020 meters were registered in the month of May 2022. The 2,023-meter drive was executed in just 85 days, finishing its execution without using any of the 17 intermediate stations installed and with a thrust force of the main jacking frame of less than 900 tons. The works were executed by the consortium Ofek – Eurohinca Sorek 2 Limited Partnership, starting the excavation works in mid-July 2021 and completing them in mid-November 2022, executing a total of 4,646 meters. The desalination plant is scheduled to start operating in mid-2023.



Figure 4. Sorek II pipe jacking jobsite and upskinned AVND2000 after recovery in harbour (Eurohinca).

4.2 Los Vilos Desalination Plant, Chile

The strategic plan for the complementary infrastructure's development to solve the copper production's fall in Minera Los Pelambres (MLP) and to palliate the depletion of water resources effects within next years, included the construction of the Los Vilos Desalination Plant in the Coquimbo Region.

As a part of the desalination plant construction, two sea outfalls (inlet and outlet) were executed in the

wave breaking area where the project is located. Due to the maritime and orographic conditions, it was decided to carry out the project in two phases: first the trenchless excavation in the wave breaking area by pipe jacking to minimize the environmental impact avoiding the dredging and overrun the complex orography of the zone, and second the installation of HDPE by sinking up to reach the final project length.



Figure 5. Upskinned AVN1800 with hard rock cutting wheel and jobsite installation on the coast.

The intake and outlet were approximately 345 m and 543 m long, respectively, and were executed in ID2000 / OD2500 mm using an AVN1800 from Herrenknecht with an extension kit. The AVN 1800, equipped with a hard rock cutting wheel faced extreme geological conditions composed by diorite, quartz diorite and granodiorite, with very high abrasiveness and UCS values up to 250 MPa, several faults along the tunnel route, and an excessive presence of water impeding the ground face entrance. Therefore, it was necessary to undertake multiple cutting tool changes due to wear and tear produced by the excavation, for which a probe drill was installed and operated to conduct ground injections allowing safe cutting tools replacement at the front of excavation. Throughout the project, 25 cutting tool change operations were made successfully.

4.3 Pipeline Casing Tunnel, Altamira, Mexico

The Sur de Texas-Tuxpan gas pipeline connects the coasts of Texas and Mexico across the Gulf of Mexico. A total of three landfalls were realized for the installation of the pipeline: two with the Direct Pipe method and one with pipe jacking.



Figure 6. Overview on Sur de Texas-Tuxpan gas pipeline landfalls.

With a drive length of 2,246m, the pipe jacked casing tunnel (ID2600, OD3200) in Altamira, Mexico, executed by Eurohinca, set a new benchmark in terms of sea outfall tunnel construction and long-distance pipe jacking. Through the ground consisting of sand, silty sands and plastic clay, the AVN Slurry machine installed up to 25.5meter tunnel per day. Trenchless Technology was chosen to cross under the environmentally sensitive areas such as the mangrove zone and coral barriers with less impact than with conventional techniques.



Figure 7. Jobsite installation for Altamira Casing tunnel for 42" gas pipeline.

Looking ahead, the application of pipe jacking is set to continue its success in the Southeast Gateway Pipeline Project. For the construction of the landfall section in Coatzacoalcos, Mexico, an AVND2400 will be used in the near future. In order to ensure successful completion of the relatively long drive length of 1,700 m, the tunnelling machine is equipped with a so-called Push Module as a backup option, to switch to segment lining if required.

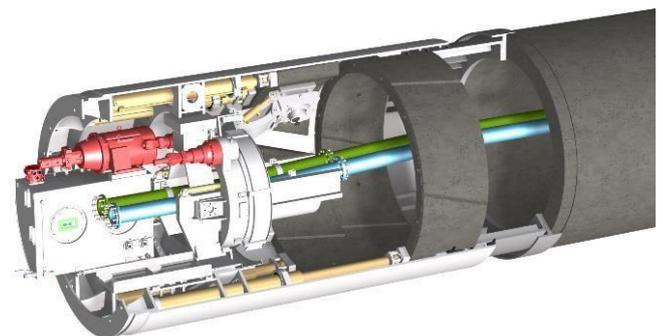


Figure 8. Example of Emergency Push Module for 2600mm inner diameter.

5 THE DIRECT PIPE® METHOD

The Direct Pipe method for trenchless installation of prefabricated steel pipelines combines slurry microtunnelling technology with the so-called Pipe Thruster, a thrust unit developed for HDD originally. Direct Pipe incorporates the advantages of traditional microtunnelling to enable trenchless pipeline installation in difficult ground conditions, while reducing risks typically associated with HDD.

Originally developed as an assist & rescue tool for HDD during pipeline pull-in or pull-back, the Pipe Thruster was presented for the first time at the Hannover Fair (Germany) in spring 2006. The Pipe Thruster grabs the prefabricated and pre-welded pipeline from the outside and pushes it into the ground in strokes of five meters each. At the same time, the borehole is excavated by a modified slurry microtunnelling machine (DP-MTBM) which is mounted in front of the pipeline. This method allows excavation of borehole and simultaneous trenchless installation of a prefabricated and tested pipeline in one single continuous step.



Figure 9. Direct Pipe method with slurry MTBM and Pipe Thruster in launch pit.

5.1 Direct Pipe® for Shore Approaches

Due to its high accuracy and wide application range regarding geological conditions, Direct Pipe is a very competitive method to both HDD and open-cut installations when shore approaches of pipelines are being considered. Especially in highly permeable or heterogeneous soils, this installation method is considered the safest and most reliable technology, as it installs the pipeline in a single step, with permanent borehole support. Like microtunnelling, the cutting head is equipped with tools consistent to the geological requirements. This ensures high performance in the respective ground conditions and makes Direct Pipe easily adaptable to a vast variety of ground conditions.

Moreover, the cuttings are transported to the surface through dedicated slurry lines inside the pipeline. In contrast to HDD, the borehole is not pressurized thus preventing hydraulic formation fracturing

(inadvertent fluid returns a.k.a. frac-outs). This is not only extremely important, wherever the protection of coastal environments is of concern, but also constitutes a huge improvement over HDD's pressurized and open borehole.

As the complete jobsite including equipment and the prefabricated pipeline are located on land, costly marine and offshore operations are reduced considerably. In addition, the overall construction underground hardly depends on marine weather or tidal issues. This makes planning and execution of landfalls or outfalls much more reliable, thus saving time and costs. The recovery of the Direct Pipe machine from the seabed is the only part of the process needing maritime operations – however, it can easily be postponed since it is the very last step and the pipeline are already in the ground.

5.2 Machine Recovery from Seabed

For more than 30 years, Slurry Pipe Jacking has been used in numerous outfall projects all over the world. With this experience and the successful use of Direct Pipe in numerous pipeline crossings worldwide, Herrenknecht has developed a Direct Pipe recovery module for a safer and smoother subsea recovery of the DP-MTBM. It enables remote-controlled disconnect of the umbilical from the DP-MTBM. Then, before actual recovery, all supply lines and installations (the umbilical to the DP-MTBM) are removed from the inside of the pipeline – by pulling out the umbilical resting on the wheeled support brackets. In the next step, a professional diver connects flood & vent lines from outside the recovery module to equalize the pressure differential. Alternatively, the pipeline may be flooded from land, too, further reducing overall marine support.

In case the pipeline is not to be flooded, a pipe-side bulkhead can be preinstalled behind the recovery module. In the end, divers disconnect the Direct Pipe MTBM mechanically from the pipeline through a series of bolts, which either can be cut easily or removed otherwise. The development of this remote recovery module allows safe installation of pipeline landfalls without personnel intervention underground and only minimum underwater activities.



Figure 10. Direct Pipe MTBM on the seabed, prepared for recovery, Israel.

In some cases, a barge-mounted crane lifts and recovers the DP-MTBM from the seafloor. For more independence from offshore conditions, a jack-up platform, for instance, can be deployed, which also is able to lift higher weights. Another favored option to recover the DP-MTBM from the seabed is by floating it to the surface using buoyancy bags and consequently tugging it to the nearest harbor using land-based lifting.



Figure 11. Direct Pipe recovery options – land based lifting versus jack up platform, UK.

6 DIRECT PIPE® REFERENCE PROJECTS

6.1 *Leviathan Gas Field, Gas Pipeline Landfall, Dor, Israel*

The connection of a pipeline to the mainland generally presents a main challenge along a pipeline route. The large Leviathan gas field is located in the Mediterranean Sea, 130km west to Haifa. For the 1,123m long landfall section of the 32” gas pipeline from the Leviathan Production Platform in Dor, A.Hak Drillcon installed a 56” FBE coated steel casing using an AVN1200 DP-MTBM with two Pipe Thrusters HK750PT. A detailed project planning of all components and jobsite logistics made this project a big success for all parties involved. The Direct Pipe® AVN (OD 1505mm) reached its target point on the seabed with high precision and could be safely recovered using the recovery module. This remote-controlled recovery process requires no personnel inside the pipeline, which is the most important safety benefit of the technology.



Figure 12. HK750PT Pipe Thruster pushing forward the 56” gas pipeline.

The ground conditions consisted of sand, clay and fine-grained sandstone (Kurkar) with compressive strengths of up to 20 MPa. Generally, only one Pipe Thruster is needed to push the DP-MTBM through the ground. As the drive length of more 1.1 km was relatively long, a second Pipe Thruster has been delivered on site and installed in line to provide additional push force if required. Due to the optimized bentonite lubrication, push forces could be kept low. Thus, the second Pipe Thruster was just on standby, but never in operation. Via the installed MDT (Mobile Data Transfer) system in the control container, remote access to the jobsite was possible at all times. With a HKS300 Separation plant with HKS Fine Stage the slurry suspension could be kept very clean, despite the high percentage of fine particles in the slurry. The 20 x 4” cyclones of the HKS Fine Stage recycling unit achieved a low cut point of 20µm, therefore the sand content was very low. The low density of slurry reduced the required capacity of the slurry discharge pumps and wear and tear at slurry system.

A total of twenty 60m short pipe sections have been installed in only 9 weeks in one step, with a best daily performance of 61.8m in a 10-hour-shift. Up to date, the drive length of 1,123m is a Direct Pipe® world record for the 56” diameter range.

6.2 *Water Treatment Outfall, Record Project, Auckland, New Zealand*

For the modernization of a wastewater treatment plant near Auckland, innovative Direct Pipe technology was used to install a sea outfall pipeline. Over a length of 1,930 meters, the DP-MTBM tunneled its way through the New Zealand subsoil out to the sea. The new sea outfall not only increases the plant's capacity, but also set a new distance world record with Direct Pipe technology at the time.

Just under four months after launch, the site crew in New Zealand's Whangaparaoa could report the successful breakthrough of the DP-MTBM "Blanche". With a length of 1,930 meters, contractor McConnell Dowell's project team set a new distance world record with the Direct Pipe method. Watercare's Army Bay Wastewater Treatment Plant project, on the Hibiscus Coast near Auckland, will create an additional 2.9 kilometers long sea outfall. The pipeline connected the pump station with the discharge point, about one kilometer off the coast. This significantly increased the capacity of the wastewater treatment plant.

Special attention was being paid to environmental protection so as not to impact the surrounding recreational and fishing area. Under no circumstances

were the local flora and fauna to be affected. This fauna included kiwis, New Zealand's national symbol, which are under special protection. The Direct Pipe method was ideal for such sensitive installations

The DP-MTBM machine was lifted out of the sea at the outfall target point and towed ashore. The new discharge at Watercare's Army Bay Wastewater Treatment Plant was going into operation early 2019 and prepared the facility for future population growth.



Figure 13. AVN1000DP for 48" pipeline and 2x Pipe Thruster installed in the launch pit onshore.

A couple of years after this initial success, another 48" outfall was successfully completed in New Zealand, again. The Snells Algies project topped the previous world record by breaking the 2 kilometers barrier and with 2,021m still remains to be the world's record holder today! It should be noted that both jobsites were some of the tightest & narrowest jobsites ever.

7 CONCLUSION

Trenchless outfalls and landfalls offer many advantages over conventional open-trench installations. The application of one of the described

installation methods depends on technical, scheduling, and commercial factors. Geological ground conditions, along with the specified time and cost targets are the decisive criteria for the selection of the most suitable technology.

Pipe jacking has become an established method for constructing onshore-offshore connections. The growing trend of pushing the boundaries towards larger diameters and longer drives in pipe jacking is yielding positive impacts. This expansion, coupled with the great experience of the contractors, benefits both planners and clients, offering enhanced capabilities for efficient and reliable infrastructure development.

The Direct Pipe technology with the recovery module for safe offshore recovery extends the range of trenchless methods by another innovative solution, which can be applied when conventional methods such as HDD or Pipe Jacking reach their technical or economic limits. Direct Pipe is a very efficient and safe technology, which provides high planning reliability while reducing environmental impacts to a minimum. Compared to HDD, Direct Pipe requires less coverage and the navigation system enables precise installation. Especially the reduced coverage and the wide geological range lead to greater flexibility for engineers, designers and owners. Since its development for pipeline crossings in 2007, Direct Pipe has been applied in far more than 200 pipeline projects ranging from 26" to 56" in diameter. Based on this accomplishment and the high number of outfall projects executed by conventional pipe jacking equipment since the 1990s, the future development of Direct Pipe for shore approaches of product pipelines and carrier pipes alike, can be considered a consistent step to complement an already proven technology.



Figure 14. 48" Direct Pipe® going for 2,000m record drive at Snells Algies.

PROPOSTA PARA A ADMINISTRAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS - SISTEMA INTEGRADO DE GESTÃO DE INFRAESTRUTURAS (SIGI)

A. R. J. E. Cunha

<Rotieng Estruturas e Geotecnia>, <São Paulo-SP>, <Brasil>

B. W. S. Iyomasa

<IPT (Instituto de Pesquisa Tecnológica do Estado de São Paulo)>, <São Paulo-SP>, <Brasil>

B. C. L. Souza

<Avant Agrimensura e Topografia>, <São Paulo-SP>, <Brasil>

RESUMO: O "Sistema Integrado de Gestão de Infraestruturas (SIGI)" é uma solução proposta inicialmente para otimizar o gerenciamento e a administração do espaço subterrâneo como um todo. A tecnologia central deste sistema é a utilização de chips RFID, instalados em pontos estratégicos de uma rede subterrânea facilitando o acesso às informações, como registros de dados técnicos, coordenadas e cotas etc. Os chips RFID armazenam informações detalhadas, incluindo a localização exata, profundidade, tipo de infraestrutura, datas de instalação e manutenção da rede, coordenadas GPS, e números de acesso e eventuais links. A integração com sistemas GIS (Sistema de Informações Geográficas) permite uma visualização precisa e atualizada da ocupação do espaço subterrâneo, facilitando a manutenção preventiva, o planejamento para expansão e a rápida identificação de possíveis problemas para instalação de novas redes. A conexão do sistema GNSS (Global Navigation Satellite System) ao SIGI permitirá constituir como base para diversas plataformas de navegação e posicionamento global. A constelação de satélites do GNSS oferece precisão e confiabilidade em várias aplicações, como navegação por GPS, monitoramento de frota, mapeamento topográfico etc. Ao GNSS pode-se integrar os dados do GPR (Ground Penetrating Radar) que possibilitará realizar levantamentos georreferenciados com alta precisão, garantindo a confiabilidade das informações no caso para localização de redes já existentes. A implementação do SIGI oferece vantagens significativas para projetistas, construtoras e empresas concessionárias ou do poder concedente que realizam a gestão de redes subterrâneas urbanas.

1 INTRODUÇÃO

No âmbito urbano, o subsolo desempenha uma função primordial na vida da população, como na

mobilidade urbana e nos serviços em redes subterrâneas de infraestrutura. Há muitos anos que a humanidade vem construindo obras no subsolo, como galerias para distribuição de água potável nas cidades

romanas e dos incas. Atualmente, nos solos das grandes metrópoles são encontradas inúmeras redes metroviárias, sistemas de saneamento, distribuição de energia, redes de telecomunicações, circulação de veículos e estacionamentos etc. Portanto, a instalação de novas redes requer a localização exata daquelas já existentes para evitar eventuais danos durante o processo construtivo. Neste sentido as ocupações subterrâneas, como as da superfície, necessitam de ordenamentos (Campos, et al., 2006, 2014 e 2024) e planos de gestão do subsolo, que os municípios brasileiros não as possuem.

Essa falta de gestão representa um desafio significativo para o desenvolvimento urbano e dificulta o crescimento de infraestruturas sustentáveis e inviabiliza que as cidades se tornem resilientes. A ausência de um registro centralizado de toda ocupação do subterrâneo impede ao governo municipal o melhor ordenamento da área urbana de superfície, bem como prejudica e dificulta a realização de serviços de manutenções preventivas das redes subterrâneas existentes, e pode potencializar o aumento de riscos para a segurança pública e a resiliência urbana. Somente uma abordagem integrada e participativa pode garantir uma gestão eficaz e responsável do espaço subterrâneo.

Nesse contexto, é necessário mencionar a evolução constante da indústria das construções civis, que busca novas tecnologias para execução de obras no subsolo que permita evitar grandes impactos na vida urbana, como Perfuração Direcional Horizontal (HDD).

As novas ferramentas tecnológicas, como GPR-Ground Penetrating Radar, GNSS-Global Navigation Satellite System, RFID-Radio Frequency Identification, entre outras, podem proporcionar maior controle e precisão em todas as etapas do processo construtivo, contribuindo para a eficiência e qualidade das construções.

O presente trabalho propõe utilizar a etiqueta RFID para identificação e armazenamento de dados primários de redes existentes do subsolo. Para a localização de rede já existente sugere-se utilizar o GPR, e para cadastrar a rede, propõe-se recorrer ao GNSS.

2 ESTUDO DE CASO

A partir de trabalhos realizados de levantamento topográfico de um trecho de uma rede subterrânea, foi proposto realizar um experimento de campo para verificar a possibilidade de se desenvolver um processo que utilizasse tecnologias disponíveis no mercado para identificação e localização de redes do subsolo.

Para esse desafio, elaborou-se um plano de atividades para aplicar em uma rede existente para abastecimento de água que estava sendo cadastrada. O teste de campo consistiu na instalação de um chip sob uma pequena placa de alumínio fixada na tubulação e utilizada pela topografia como ponto de referência. Dessa maneira haveria a possibilidade em sistematizar esse tipo de fixação em todos os pontos topográficos já cadastrados.

As atividades de escritório envolveram estudos e levantamentos de tecnologias existentes e de baixo custo para permitir armazenar dados técnicos da rede, principalmente, de coordenadas e cotas.

2.1 *Tecnologias Aplicáveis*

Em relação às tecnologias já disponíveis, foi previsto o uso do GPR para levantamento das redes, ainda que se trate de método indireto, já que apresenta resultados de boa qualidade quando se trata de rede subterrânea pouco profunda.

O GPR utiliza ondas eletromagnéticas emitida por antena com frequência específica para mapear tubulações enterradas. O equipamento emite ondas que refletem na tubulação e retornam para um receptor. Os arquivos digitais das ondas recebidas são analisados por um profissional experiente em dados geofísicos. Este profissional também deve ser responsável pela execução do levantamento, já que dependendo das condições locais e do tipo de solo e profundidade de investigação, requer conhecimento prévio para a definição da frequência da antena mais apropriada.

Registra-se que para esse levantamento com radar o mercado já disponibiliza equipamento apropriados e montados sobre um pequeno carrinho com rodas.



Figura 1. Execução do GPR (Struktur Audit Indonésia, 2020).

Portanto, para o SIGI o GPR é a ferramenta fundamental para a localização de redes subterrâneas. Outras tecnologias complementares e necessárias para a aplicação do referido sistema (SIGI) são: GNSS (Global Navigation Satellite System) e RFID (Radio Frequency Identification).

O sistema GNSS (Global Navigation Satellite System) serve como base para diversas plataformas de navegação e posicionamento global, e oferece precisão e confiabilidade na localização geospacial. Portanto, em se tratando de sistema para mapeamentos, essa tecnologia torna-se fundamental para fornecer dados de localização precisa.

Já a tecnologia RFID (Radio Frequency Identification) permite acesso rápido aos dados armazenados e é de fácil integração com outras plataformas relacionada ao sistema de localização, como o GIS. A etiqueta RFID permite identificar e armazenar informações, por exemplo, da rede subterrânea, facilmente extraídas por leitores.

Para a disponibilização dos dados coletados das redes subterrâneas requer plataformas do tipo BIM (Building Information Model) e geoespacial como o GIS (Geographic Information System).

2.1.1 GPR

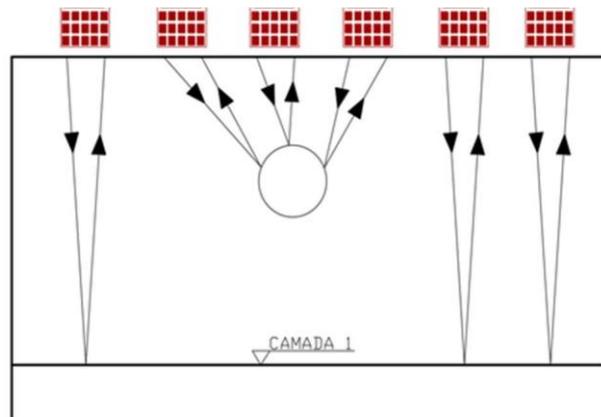
A tecnologia de radar utiliza ondas com frequência previamente estabelecida que são emitidas e retornadas ao receptor após o contato com o objeto alvo (tubulação) da investigação. Essa tecnologia é utilizada, principalmente, no mapeamento de redes

subterrâneas ou da existência de eventuais interferências na área de interesse ao projeto.

O GPR é um método geofísico que utiliza ondas eletromagnéticas de alta frequência na faixa de MHz até GHz para reconhecer tubulações em subsuperfície. Por meio da emissão de um pulso de energia com alta frequência enviada para o subsolo através de uma antena emissora (blindada) que direciona o sinal para a área do alvo. Tais ondas sofrem reflexões, refrações, difrações e retornam para a antena receptora que faz a captação dos sinais e direciona ao sistema de controle que faz a conversão dos dados e fornece no display os resultados em forma de gráficos com pulsos para a análise.

Para exemplificar a aplicação do método GPR as Figuras 1 e 2 demonstram sinteticamente o tipo de imagens recepcionada pelo radar após identificação dos objetos: os contatos das camadas de solos (1 e 2) e de uma tubulação enterrada.

A existência de contrastes entre materiais, como ar com a superfície do terreno, tubo com o solo e contato entre camadas de solos, altera as características das



ondas de retorno, como mostra a Figura 2 esquemática dos contrastes dos materiais mencionados.

As ondas ao penetrar no terreno perdem um pouco de sua energia e atingem a tubulação quando podem perder mais energia e parte retornam ao receptor, indicando ocorrência de anomalia, causada pelo tubo.

Figura 2. (Ilustração própria, com apoio do Software AutoCad 24).

Já com menor energia, as ondas seguem seu curso até atingir novo contraste causado pelo contato de camadas de solos que resulta em outra anomalia. Neste caso a perda de energia pode ser maior, no

entanto se ainda possuir resíduo de energia a onda ainda pode seguir até uma outra transição de camadas ou nova tubulação, ou ainda, a energia pode se esgotar antes mesmo de alcançar esses novos contrastes.

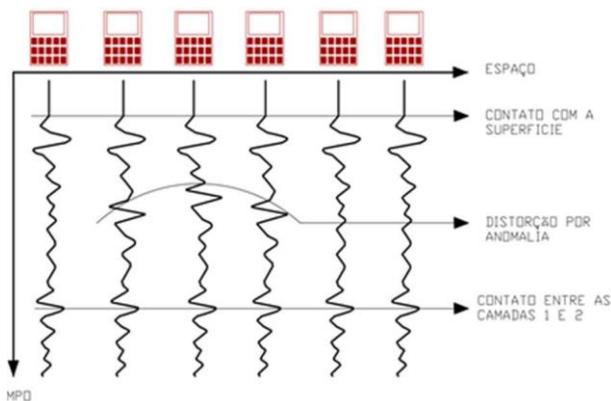


Figura 3. Gráfico das ondas emitidas, com anomalias.

A utilização deste método na área de engenharia torna possível, por meio de processo indireto, localizar alvos do subsolo possam causar anomalias nas ondas de retorno ao receptor. Trata-se, portanto, de um método não destrutivo e de ágil aplicação desde que não se necessite recuperar amostras do alvo de interesse.

2.1.2 GNSS

O Global Navigation Satellite System é um sistema global composta por satélites que permite que qualquer dispositivo com um receptor determine sua localização, em princípio, de forma precisa e em qualquer lugar da Terra. No Brasil, o sistema mais utilizado de um GNSS é o GPS (Global Position System) dos Estados Unidos, sendo que existem o GLONASS da Rússia, o Galileo da União Europeia e o Beidou da China.

Todos os sistemas de posicionamento possuem o mesmo princípio de funcionamento básico, ou seja, utiliza-se de uma constelação de satélites que sobrevoa ao redor da Terra, transmitindo sinais de rádio contendo informações específicas de tempo e localização. Esses sinais são captados pelos receptores GNSS na superfície da Terra, e por meio de método matemático, como trilateração, determina-se a posição do receptor na superfície da Terra. Portanto, quanto mais satélites forem captados pelo receptor, mais precisa será a localização do receptor. Esse procedimento para localização tridimensional, requer que o receptor esteja conectado a pelo menos 4 satélites ao mesmo tempo em de forma direta.

Esses dados de localização são usados em quase todos os sistemas de navegação de veículos, levantamentos de campo (topográficos, geotécnicos, acessos de superfície etc.) e as redes subterrâneas se incluem nesta lista.

2.1.3 RFID

A Identificação por Rádio Frequência ou Radio Frequency Identification (RFID) é um instrumento que permite a troca de informações entre dois pontos, sendo um deles as tags e o outra um dispositivo de leitura (FIGURA 5). As tags contêm um microchip com número de sua identificação e dados técnicos armazenados. Já os dispositivos de leitura são emissores e receptores que enviam e recebem sinais eletromagnéticos das tags. Esta ferramenta utiliza ondas de alta frequência (13,56 MHz), bem como as de frequência mais elevada (860 MHz a 960 MHz) (NIKITIN E RAO, 2006).

Atualmente o sistema RFID pode ser aplicado no gerenciamento de estoques, controles de fluxo em áreas distintas, automação de determinados processos, controle de acessos e formas de pagamento entre outras aplicações. No entanto, destacam-se os



estudos realizados desenvolvidos para aplicação da tecnologia RFID em mapeamentos georreferenciados (HÄNEL et al, 2004).

Figura 4. Utilizações comuns do RFID no atual cenário (Google imagens).

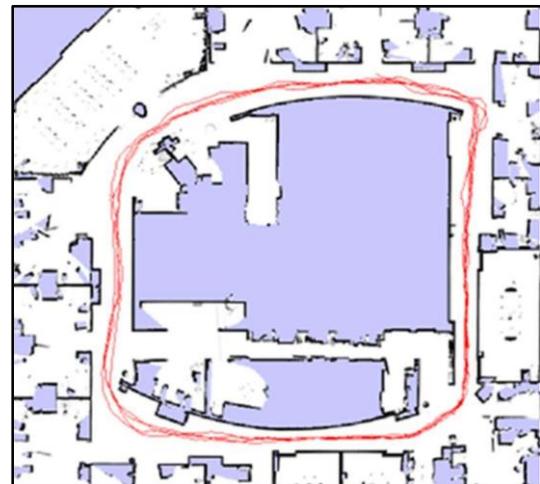
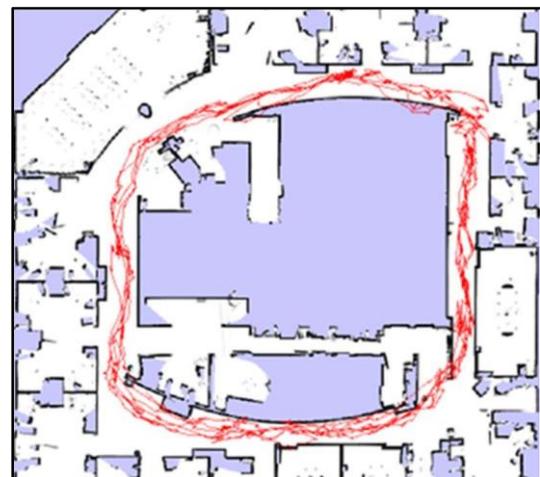
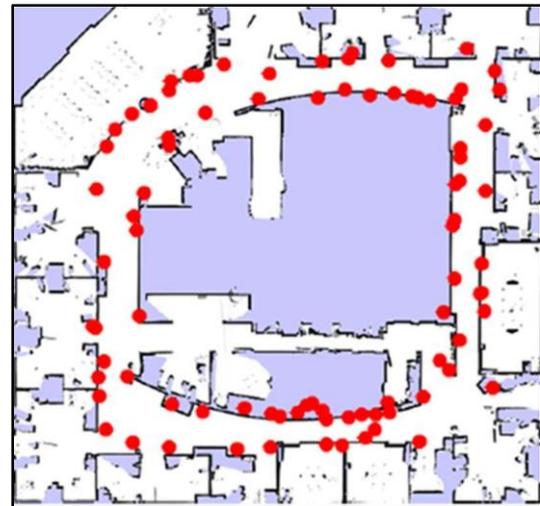
Os autores realizaram teste utilizando robôs para mapear pontos de parada durante os percursos e as atividades realizadas. O objetivo desse estudo foi o de analisar a possibilidade em rastrear pessoas e verificar as possíveis atividades realizadas ao longo do percurso (Figura 6).

Um dos propósitos desenvolvido no estudo foi o de analisar a possibilidade de mapear os pontos de paradas e realizar leituras de dados de forma ágil armazenados em cada uma das paradas realizadas, e assim, analisar os resultados de acordo com a necessidade da aplicação.

HEKIMIAN-WILLIAMS et al, (2010) afirmaram que se pode georreferenciar objetos no espaço tridimensional, e por isso consegue-se realizar o mapeamento em dois planos e determinar a profundidade. No entanto, os autores observaram que o chip pode limitar o sinal de leitura, e demonstraram que o alcance do sistema RFID no espaço livre é definido pela limitação imposta pelas tags (20 pés), não pelo leitor (120 pés).

Portanto, a aplicação desse sistema em um meio com obstáculos, tem-se maior perda de energia. Esta observação aponta para o desafio técnico decorrentes de redes subterrâneas, que estão cobertas com camadas de solos.

Por outro lado, os estudos realizados indicam que as etiquetas passivas de RFID possuem a vida útil de longa duração que permite seu uso sistemático, praticamente, isentas manutenções periódicas. Adicione-se os recentes estudos e pesquisas que visam melhorar a tecnologia tornando a leitura mais precisa, conforme mencionam (HEKIMIAN-WILLIAMS et al, 2010).



Coordenadas, Profundidade, URLs (para acessar documentos adicionais armazenados em sistemas externos) e Informações de contato.

Figura 5. Mapeamento realizado por estudo em [4].

Algumas das informações que o chip permite o registro compreende Datas de inspeções, Número de identificação, Data de início e conclusão, Número do contrato e Tipo de estrutura entre outros. Dentre os dados mais importantes estão o Nome do projeto,

3 PROPOSTA TÉCNICA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA INTEGRADO A GESTÃO DE INFRAESTRUTURAS (SIGI)

A proposta central é a integração das metodologias descritas anteriormente, de modo a criar um sistema eficiente para a administração e consulta de dados relacionados a estruturas subterrâneas. Essa abordagem busca fornecer ferramentas práticas e tecnológicas que permitam aos interessados gerir e acessar informações essenciais para o planejamento, manutenção e expansão de infraestruturas subterrâneas.

Para ilustrar a viabilidade da proposta, destaca-se a aplicação em obras lineares de saneamento, onde as etapas envolvidas na instalação são organizadas de forma sistemática:

- **Início dos Serviços de Campo:** Planejamento e levantamento preliminar;
- **Desenvolvimento do Projeto:** Elaboração do projeto básico e executivo;
- **Execução da Obra:** Realização das intervenções necessárias;
- **Cadastramento das Informações:** Registro detalhado da infraestrutura construída;
- **Definição do Local de Instalação:** Identificação de pontos estratégicos;
- **Consulta Prévia:** Verificação de compatibilidade dos locais selecionados;
- **Instalação da Tag:** Fixação das tags RFID nos locais definidos;
- **Consulta Final:** Validação do sistema e testes de funcionalidade.

A aplicação conjunta das tecnologias GPR (Ground Penetrating Radar) e GNSS (Global Navigation Satellite System) permite a localização exata da infraestrutura subterrânea, assegurando o cadastramento fiel do empreendimento. Essa etapa é fundamental tanto para a segurança quanto para a precisão de consultas futuras.

Após a conclusão dos serviços de campo, segue-se a elaboração do As-Built, que representa uma atualização fiel do projeto executivo com base no que foi efetivamente executado. O As-Built é um dado crítico para o funcionamento do SIGI, pois constitui a base das informações armazenadas e posteriormente acessadas pelos usuários.

Nas obras lineares, as possibilidades de instalação das tags RFID são amplas, incluindo a fixação em marcadores geodésicos durante serviços topográficos ou em postes de energia e iluminação pública ao término da obra. Para obras localizadas, as opções são

mais restritas, como a instalação nas caixas de entrada de energia ou abastecimento de água.

A integração do SIGI com a plataforma BIM (Building Information Modeling) é um diferencial importante. O BIM, que se traduz como "Modelo de Informação da Construção", vai além de ser um software, representando um conceito de virtualização e gerenciamento integrado das atividades de engenharia. Por meio dessa integração, a leitura de uma tag RFID em uma tubulação, por exemplo, pode fornecer ao GIS (Sistema de Informações Geográficas) as informações necessárias para identificar e mapear toda a infraestrutura relacionada. Esse modelo colabora significativamente para a compatibilização e eficiência no desenvolvimento de projetos, reduzindo erros e promovendo uma gestão mais dinâmica.

Adicionalmente, a tecnologia RFID pode ser aplicada a diversas áreas, como saneamento, transporte de gás, edificações, estações de metrô e redes de fibra óptica. Um exemplo de sua utilidade está na identificação de coletores ocultos por camadas de pavimento ou cobertos pela vegetação em fundos de vale. Essa flexibilidade permite que a tecnologia se estenda a múltiplos segmentos, promovendo eficiência operacional e sustentabilidade.

A proposta apresenta, portanto, uma visão integrada e tecnológica para a administração do espaço subterrâneo, com potencial de transformar a forma como dados e infraestruturas são gerenciados no contexto urbano.

3.1 Aplicação Dentro do Saneamento Básico

Após a conclusão da obra as informações contidas no projeto executivo devem ser revisadas no projeto executivo e posteriormente inseridas na tag, de tal forma que quando a leitura for realizada essas informações sejam disponibilizadas ao operador. Também deverá ser determinada uma chave de acesso para cada projeto, este item permitirá que futuramente cada obra tenha um código de registro.

Neste caso, além do código de registro são importantes as informações como Cota da Geratriz Inferior (G.I), Declividade de Projeto, Diâmetro da Tubulação, Material da Tubulação, a qual projeto pertence e a coordenada do ponto, para que possibilite posteriormente utilizar esta coordenada como ponto de amarração em um caso de novo levantamento planialtimétrico ou topográfico. Conforme apresentado na Figura 6.

ESTAQUEAMENTO	3+17,78	4	5	6	7	7+33,93
COMPRIMENTO (m)	17,78	66,17				149,93
DIÂMETRO / MATERIAL / DECLIVIDADE (mm) / (-) / (mm)	8000/CA/D 0332					
COTA DO TERRENO (m)	719,45 719,31		719,35		719,33	720,34 720,48
COTA DA GERATRIZ INFERIOR (m)	715,50					717,04
PROFUNDIDADE DO TUBO (m)	3,90					3,44
MÉTODO CONSTRUTIVO	MNO					
EMBAS. / ESCORAM. / ESGOTAM.	-					
VAZÃO INICIAL E FINAL (L/S)	101,00/157,00					
PAVIMENTAÇÃO	ASFALTO					

Figura 6. Trecho de tubulação de esgoto (Dados do perfil).

As coordenadas serão georreferenciadas e adotarão como referência o sistema de coordenadas UTM SIRGAS 2000, mesmo sistema utilizado nos modelos BIM, terão ainda coordenadas compartilhadas e um ponto de referência comum usado pelos modelos de todas as disciplinas.

4 ESTUDO DE CASO – APLICAÇÃO EM CAMPO DO (SIGI)

Como parte do estudo foi verificada a aplicabilidade da tecnologia RFID em conjunto com o levantamento topográfico, a fim de verificar a possibilidade de agilizar o processo já iniciando pelo serviço topográfico. Então foi realizado um teste prático para avaliar as limitações do alcance e da leitura dos chips RFID. Para isso, foi utilizado um chip instalado abaixo de marcadores geodésicos (Alumínio, Acrílico e PEAD), fixados em uma superfície de concreto. O objetivo do teste foi compreender os efeitos do material sobre o desempenho da leitura do equipamento e validar a viabilidade técnica do uso em cenários reais. Não foram testados materiais que não permitissem a recuperação dos equipamentos.

Os marcadores de Acrílico e PEAD, apresentam resultados satisfatórios para a utilização em meio ao sistema, porém no caso destes materiais, não foram verificadas as questões de vida útil.

O marcador geodésico em alumínio é escolhido por sua ampla utilização em campo, principalmente devido à sua alta resistência a condições ambientais adversas. No entanto, os resultados indicaram que o alumínio atua como uma barreira significativa para as ondas de rádio, impedindo a transmissão eficaz do sinal RFID.

Durante o experimento, foi observado que a presença do alumínio reduziu drasticamente o alcance da leitura, tornando a detecção do chip praticamente inviável sem modificações no design do sistema. Esses achados ressaltam a importância de considerar o material utilizado em marcadores e estruturas

associadas ao uso de RFID, principalmente em projetos que exigem confiabilidade na comunicação sem fio.

5 DIFICULDADES ENCONTRADAS NO TESTE REALIZADO PARA IMPLEMENTAÇÃO DO SIGI

O principal aspecto a ser considerado é a definição criteriosa das informações a serem armazenadas nos chips, garantindo acesso adequado aos dados necessários enquanto se preserva a integridade e conformidade com os requisitos da Lei Geral de Proteção de Dados (LGPD).

Com base nos resultados obtidos, recomenda-se que estudos futuros explorem o uso de materiais alternativos para marcadores geodésicos ou investiguem soluções técnicas que possam superar as limitações identificadas, como o emprego de antenas de maior alcance ou a utilização de materiais não condutivos em áreas críticas de instalação. Essas iniciativas podem contribuir significativamente para o aprimoramento da tecnologia e sua adaptação às condições reais de campo.

Adicionalmente, é fundamental avaliar outros potenciais locais de instalação dos chips, como poços de visita (PVs), caixas de passagem, quadros de entrada de alimentação, postes e outros elementos estruturais. Essa ampliação permitiria que a metodologia fosse aplicada de maneira mais abrangente, abrangendo outras áreas da construção civil e possibilitando maior versatilidade na gestão e monitoramento de infraestruturas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados e análises apresentados ao longo deste estudo destacam o potencial significativo do Sistema Integrado de Gestão de Infraestruturas (SIGI) para a administração e o monitoramento de infraestruturas subterrâneas e para a construção civil. A implementação dessa tecnologia pode revolucionar a forma como informações são registradas, acessadas e gerenciadas, promovendo maior eficiência e precisão em todas as etapas do ciclo de vida das obras.

No contexto da infraestrutura subterrânea, o SIGI oferece soluções robustas para o mapeamento, o cadastro e a gestão de ativos, integrando dados geoespaciais detalhados em sistemas de informação geográfica (GIS). Essa integração possibilita a visualização clara e precisa das redes subterrâneas, facilitando a manutenção, reduzindo custos e

prevenindo erros durante intervenções futuras. A capacidade de armazenar informações detalhadas e acessíveis em chips RFID, vinculados a sistemas de GNSS e GPR, assegura um monitoramento contínuo e eficaz, permitindo intervenções rápidas e precisas em situações críticas.

Para a construção civil, o SIGI se apresenta como uma ferramenta inovadora no gerenciamento de dados técnicos de projetos e obras, incluindo o cadastro do ****As-Built****. Ao conectar informações como coordenadas, profundidades e especificações de construção a dispositivos RFID, o sistema permite o acesso instantâneo a informações cruciais, otimizando processos e fortalecendo a tomada de decisão. Além disso, a centralização de dados por meio do SIGI promove uma gestão integrada e colaborativa entre construtoras, concessionárias e órgãos públicos, como SABESP, Petrobras, Enel e Vivo, além de governos municipais e estaduais.

Uma das grandes inovações previstas com a implementação do SIGI é sua integração com a metodologia de ****Gêmeos Digitais****. Os Gêmeos Digitais consistem em réplicas virtuais de ativos físicos que permitem monitorar, simular e prever comportamentos em tempo real. Ao trabalhar em conjunto, o SIGI e os Gêmeos Digitais podem criar um modelo dinâmico e atualizado das infraestruturas subterrâneas e edificações. Essa integração possibilita análises preditivas, identificação de falhas antes que elas ocorram e otimização de intervenções, elevando significativamente a eficiência e a segurança das operações.

A metodologia de Gêmeos Digitais, quando associada ao SIGI, também permite que dados coletados em campo, por dispositivos como chips RFID e sistemas GNSS e GPR, alimentem continuamente o modelo virtual. Dessa forma, as equipes de engenharia, manutenção e gestão podem tomar decisões embasadas em dados precisos e em tempo real, resultando em processos mais rápidos e menos suscetíveis a erros.

Por fim, a adoção do SIGI reflete uma abordagem moderna e sustentável para o planejamento e a gestão urbana. A tecnologia não apenas aumenta a eficiência operacional, mas também contribui para a preservação do espaço subterrâneo e para a segurança das intervenções, demonstrando-se indispensável em um cenário de crescente urbanização e complexidade das infraestruturas. Com a integração dos Gêmeos Digitais ao SIGI, vislumbra-se um futuro onde a digitalização e a inteligência artificial desempenham papéis centrais na evolução da construção civil e na administração inteligente de infraestruturas subterrâneas.

7 SIGLAS

- GPR - Ground Penetrating Radar ou Radar de Penetração no Solo;
- RFID - Radio Frequency Identification ou Identificação por Rádio Frequência;
- GNSS - Global Navigation Satellite System ou Sistema Global de Navegação por Satélite;
- RSSI - Received Signal Strength Indicator ou Indicador de intensidade do sinal recebido;
- RDR - Radio Detection and Ranging ou Detecção e Rastreamento por Rádio.

8 REFERÊNCIAS

- Aguiar, J. C. M. 2005. Radar de Penetração no Solo (GPR): Aspectos Geofísicos e Geodésicos, Processamento e Análise em Pavimento Flexível. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco.
- P. V. Nikitin, R. Martinez, S. Ramamurthy, "Phase Based Spatial Identification of UHF RFID Tags", Intermecc Technologies Corporation
- Nikitin, P. V., Martinez, R., Ramamurthy, S., Leland, H., Spiess, G., & Rao, K. V. S. 2010. Phase Based Spatial Identification of UHF RFID Tags. 2010 IEEE International Conference on RFID (IEEE RFID 2010), Orlando, IEEE, 102-109.
- Hänel, D., Burgard, W., Fox, D., & Fishkin, K. 2004. Mapping and Localization with RFID Technology. IEEE International Conference on Robotics and Automation (ICRA '04), New Orleans, IEEE, Anais.
- Hekimian-Williams, C., Grant, B., Liu, X., Zhang, Z., & Kumar, P. 2010. Accurate Localization of RFID Tags Using Phase Difference. 2010 IEEE International Conference on RFID (IEEE RFID 2010), Orlando, IEEE, 89-96.

- Azambuja, A. R. 2009. Pavimentos Asfálticos: Análise de Patologias na Pavimentação de Trechos Devido a Obras de Rede de Esgoto Sanitário. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Aguiar, J. C. M., & Pachêco, A. P. 2005. Radar de Penetração no Solo (GPR): Aspectos Geofísicos e Geodésicos, Processamento e Análise em Pavimento Flexível. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.
- Proceedings of the 1st International Workshop on RFID Technology - Concepts, Applications, Challenges. 2007, 50-60.
- Campos, G. C., Iyomasa, W. S., Santos, A. J. G., Martins, J. R. S., & Menezes, M. O. 2006. 'Invisível' Espaço Subterrâneo Urbano. São Paulo em Perspectiva, Vol. 20, 147-157
- Campos, G. C., & Iyomasa, W. S. 2014. Acidentes em Obras Subterrâneas: Principais Lições Aprendidas. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, Vol. 4, 54-58.
- Campos, G. C., Iyomasa, W. S., Albarelli, D. S. N. A., Nishijima, P. S. T., & Santos, F. S. 2024. Desafios para Ocupação do Espaço Subterrâneo Urbano. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA), Vol. 13, 26-36.
- STRUKTUR AUDIT. 2024. Georadar. Disponível em: <https://strukturaudit.co.id/georadar/>. Acesso em: 2 dez. 2024.

Análise e dimensionamento de poço elíptico: comparação entre abordagem axissimétrica e 3D

J. Werner, G.R. Piazzetta, P. T. Cortizo & P.T. França
CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: Poços elípticos executados pelo método de escavação sequencial são adotados quando há restrições na superfície para execução de poços circulares, ou como alternativa aos poços múltiplos. Este trabalho compara duas abordagens para análise e dimensionamento desses poços. Na primeira, as tensões radiais atuantes na parede do poço são obtidas do modelo axissimétrico evolutivo, desenvolvido no programa RS2 (2D) da Rocscience, e aplicadas como carga imposta em um modelo estrutural 3D (SAP2000), com molas de Winkler para representar o maciço. A segunda abordagem é uma análise integrada, onde as tensões e esforços são calculados diretamente em um modelo numérico 3D no RS3 da Rocscience. A principal diferença entre as duas abordagens é a estimativa das tensões na parede do poço, já que a primeira considera uma geometria circular, e a segunda se utiliza da geometria elíptica real do poço para derivar o estado de tensões.

1 INTRODUÇÃO

Poços elípticos escavados pelo método sequencial na vertical são uma variação geométrica dos poços circulares. São utilizados geralmente quando há limitações de área no canteiro de obras ou quando a solução de poço circular não atende às demandas arquitetônicas de maneira economicamente satisfatória.

Essas estruturas têm a capacidade de suportar tensões de solo mesmo com a sua geometria sendo uma casca cilíndrica fina (Ramaswamy, 1968), pois utilizando-se o princípio da escavação sequencial, que é a utilização do maciço circundante à escavação como parte do sistema de suporte (permitindo maior arqueamento do maciço) (Campanhã e França, 2008), aliado a uma intensa instrumentação do maciço durante o processo executivo (para aferir a metodologia construtiva e o sistema de suporte empregado), esses poços são executados de maneira em que a geometria e o processo executivo aperfeiçoam o arranjo estrutural, altamente hiperestático, mesmo sem ou com pouca presença de elementos enrijecedores, tais como tirantes e

estroncas, fato esse que os tornam muito competitivos em relação às valas a céu aberto ou *cut and covers* (Cortizo, 2015).

Alguns exemplos de poços elípticos podem ser citados: No Metro do Porto, cujo projeto iniciou-se em 2002, os poços elípticos executados pelo método de escavação sequencial na vertical foram usados nas estações Campo da Pólvora do Metrô de Salvador (2000), do Marquês (2005) e a estação Salgueiros, apresentada na pesquisa de Gomes (2008).



Figura 1. Poço elíptico - Estação Marquês. Fonte: CJC, 2005.

Os poços elípticos tiram amplo partido do arqueamento do vertical maciço, porém pela sua

particularidade geométrica há em planta efeito de mobilização do estado de tensões passivo do maciço.

Uma abordagem amplamente utilizada no dimensionamento de poços envolve a obtenção do carregamento por meio de modelos axissimétricos 2D, que é então aplicado como carga imposta no modelo estrutural. A análise axissimétrica permite avaliar o comportamento do maciço ao redor da escavação, fornecendo informações sobre tensões, plastificações e deformações (Campanhã e França, 2008), enquanto a análise estrutural calcula os esforços necessários para o dimensionamento do revestimento.

Embora essa abordagem seja aceita e validada para poços circulares, ela pode não ser adequada para poços elípticos, onde a interação solo-estrutura na geometria elíptica pode ser mais complexa do que aquela reproduzida no modelo axissimétrico, resultando em uma distribuição de esforços diferente.

Para verificar as diferenças entre a modelagem usual (tensões radiais obtidas do modelo axissimétrico aplicadas em um modelo estrutural de elementos finitos, com o maciço representado por molas de Winkler) e um modelo tridimensional (3D) integrado (carregamento espontâneo e verificação do revestimento do poço no mesmo modelo), o presente artigo compara as tensões no maciço e os esforços e deslocamentos no revestimento das paredes de um poço elíptico genérico.

2 MODELOS DE CÁLCULO

2.1 Geometria

O poço elíptico adotado para estudo neste trabalho possui 22 m de diâmetro maior e 18 m de diâmetro menor, e 20 m de profundidade. A espessura do revestimento primário é de 0,40 m.

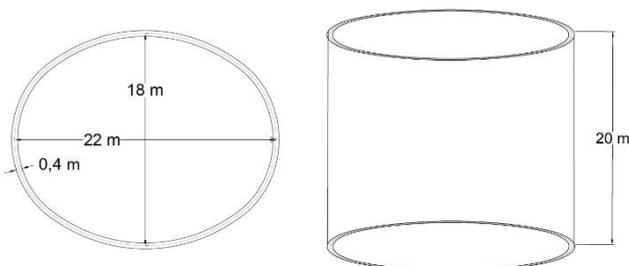


Figura 2. Geometria do poço elíptico.

2.2 Módulos de deformabilidade do concreto

Os módulos de deformabilidade do concreto foram considerados segundo um ganho de resistência com o tempo de escavação de acordo com a curva J2 (EN

14487-1) para um concreto com $f_{ck} = 30$ MPa. Foram consideradas 4 etapas de ganho de resistência e de módulo de deformabilidade conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Etapas de amadurecimento do revestimento.

Etapa	Idade	E
	dias	GPa
1	1	12,8
2	4	20,2
3	10	23,9
4	28	26,8

2.3 Estratigrafia e parâmetros geotécnicos

Considerou-se um maciço genérico, com a estratigrafia definida por 4 camadas. A Tabela 2 apresenta a espessura das camadas e os parâmetros geotécnicos adotados para as análises numéricas.

Tabela 2. Estratigrafia e parâmetros geotécnicos adotados.

Camada	Esp.	γ	c	ϕ	E	ν	K0
	m	kN/m ³	kPa	°	MPa	-	-
1	3	16	10	20	8	0,3	0,9
2	6	19,5	60	25	40	0,3	0,9
3	10	20	90	24	80	0,3	0,9
4	-	21	120	23	100	0,3	0,9

2.4 Abordagem axissimétrica e carregamento imposto

2.4.1 Análise axissimétrica - RS2

O modelo numérico foi desenvolvido no software RS2 (Rocscience, 2024), versão 11.021. Esse software é um programa bidimensional evolutivo que utiliza o método de elementos finitos para simular o comportamento do maciço.

O modelo possui dimensão de 100 m na horizontal e 50 m na vertical, com malha uniforme formada por elementos triangulares de 6 nós, com uma média de 5000 elementos por modelo. Na base do modelo foram aplicadas restrições em XY e nas laterais apenas em X.

Foram realizadas duas análises axissimétricas, considerando os raios de 9 e 11 m, simulando a escavação sequencial do poço em avanços verticais de 1 m (Tabela 3). O revestimento é instalado na etapa seguinte à escavação e os módulos de elasticidade do revestimento seguem os valores apresentados no item 2.2.

Tabela 3. Etapas do modelo numérico no RS2

Etapa	Descrição
1	Definição do estado de tensões iniciais
2	Aplicação da sobrecarga de utilização na superfície do terreno = 10 kPa. Deslocamentos zerados.
3	Escavação do poço do primeiro avanço de 1m
4 a 18	Escavação do poço em avanços de 1m e aplicação do revestimento no avanço anterior
19	Revestimento do último avanço
20 a 22	Endurecimento do revestimento

O carregamento foi obtido a partir da tensão radial (Sig3') atuante na parede do poço.

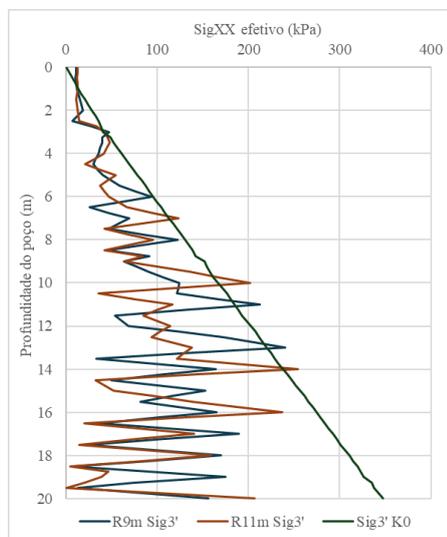


Figura 3. Sig3' efetivo na parede do poço na etapa inicial (K0) e final para os raios de 9 e 11m.

2.4.2 Análise numérica – SAP2000

As análises numéricas tridimensionais do revestimento secundário foram realizadas com o programa SAP2000 Versão 25. O programa SAP2000 é da CSI – Computer and Structures Inc. Trata-se de um programa tridimensional que utiliza o método dos elementos finitos. Simulou-se o revestimento do poço com elementos de casca, e o maciço como um modelo contínuo discretizado por molas de Winkler.

2.4.2.1 Definições dos coeficientes de reação que representam o maciço – Mola elástica

Segundo Tacitano (2006), a principal desvantagem do Método Analítico Unidimensional reside na dificuldade de se determinar um valor apropriado para o coeficiente de reação horizontal K_h que caracterize a relação carga versus deslocamento para aquele determinado maciço. Alguns pesquisadores propõem métodos semi-empíricos para determinar

valores para K_h a partir de ensaios pressiométricos. Cortizo (2015) propôs utilizar o valor de K_h :

$$K_h = \frac{E}{a(1+\nu)} + \frac{E}{\xi} = E \left(\frac{1}{a(1+\nu)} + \frac{1}{\xi} \right) \quad (1)$$

em que $E/a(1+\nu)$ é a parcela de solução elástica e E/ξ ($\xi = 2,66$ m a 5 m) é a parcela coeficiente de Poisson e a é o raio do poço, ξ é um parâmetro empírico.

A Tabela 4 apresenta os coeficientes de mola utilizados nesta análise perpendiculares ao revestimento, em que o ξ adotado foi 3, para as molas paralelas o valor adotado é $K_h/10$.

Tabela 4. Coeficiente de mola adotado para cada camada de solo no modelo do SAP2000.

Camada	Coeficiente de mola perpendicular - Eixo 3 (kN/m ³)	Coeficiente de mola paralela - Eixos 1 e 2 (kN/m ³)
1	2666,67	266,67
2	13333,33	1333,33
3	26666,67	2666,67
4	33333,33	3333,33

Nesta análise, a mola elástica perpendicular ao revestimento opera apenas sob compressão, ou seja, ela reage apenas quando há deslocamento em direção ao terreno. Quando o poço se desloca em direção ao centro, a mola é desativada, não gerando resistência. Por outro lado, quando o movimento é em direção ao lado externo, a mola é ativada e mobilizada, aplicando força compressiva contra o revestimento. Esse comportamento simula a interação entre o revestimento e o maciço, onde apenas os deslocamentos que empurram o revestimento contra o maciço mobilizam a resistência da mola.

2.4.2.2 Carga imposta

O carregamento obtido por meio da análise axissimétrica do software RS2 é aplicado através de cargas impostas no software SAP2000 para representar as pressões atuantes no revestimento. A carga é definida como uma pressão distribuída variante na altura, atuando perpendicularmente à superfície do revestimento. O empuxo de SigXX apresentado na Figura 3 é ajustado para a aplicação. O resultado do carregamento considerado e aplicado pode ser observado na Figura 4 e Figura 5.

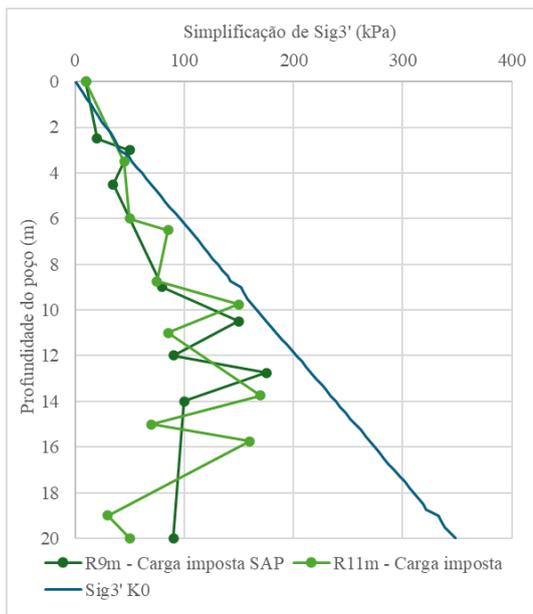


Figura 4. Carregamento considerado no SAP2000 a partir do Sig3' obtido no modelo axissimétrico.

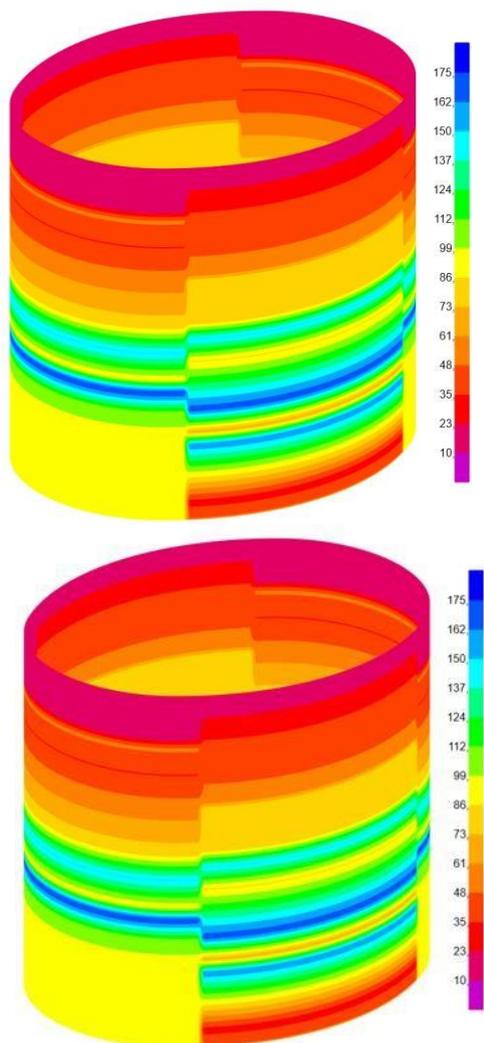


Figura 5. Carregamento aplicado no SAP2000 (Unidade: kN/m²).

2.5 Análise numérica 3D

Uma alternativa à abordagem de carga imposta é o desenvolvimento de modelos 3D de carregamento

espontâneo, ou seja, o carregamento desenvolvido sob o revestimento é oriundo do rearranjo de tensões em cada fase da escavação e à interação desse rearranjo com o revestimento instalado nas etapas anteriores. Dessa maneira, os esforços obtidos no modelo são diretamente utilizados no dimensionamento do poço.

O modelo numérico 3D foi desenvolvido no software RS3 (Rocscience, 2024), versão 11.021. Esse software é um programa tridimensional evolutivo que utiliza o método de elementos finitos para simular o comportamento do maciço. A Tabela 3 apresenta as fases do modelo numérico.

O modelo possui 100 m de comprimento, 100 m de largura e 50 m de altura, com malha gradual formada por elementos tetraédricos de 4 nós, e uma média de 2,5 milhões de elementos. Foram aplicadas restrições em XYZ, nas laterais e base do modelo.

Simula-se a escavação sequencial do poço em avanços verticais de 1 m com o revestimento sendo instalado na etapa seguinte à escavação e os módulos de elasticidade do revestimento seguem os valores apresentados no item 2.2.

Tabela 5. Etapas do modelo numérico no RS3

Etapa	Descrição
1	Definição do estado de tensões iniciais
2	Aplicação da sobrecarga de utilização na superfície do terreno = 10 kPa. Deslocamentos zerados.
4 a 19	Escavação do poço e aplicação do revestimento no avanço anterior
20	Revestimento do último avanço
21 a 23	Endurecimento do revestimento

3 RESULTADOS E COMPARAÇÕES

3.1 Tensões no maciço

A Figura 6 apresenta o resultado da tensão atuante na parede do poço (Sig3') na etapa final do modelo evolutivo (RS3). Nota-se que apesar da distribuição entre o raio menor e maior da elipse serem semelhantes ao formato do carregamento imposto no SAP (Figura 5), a magnitude dos valores é diferente. Além disso, as tensões no modelo evolutivo seguem um padrão de intercalação de valores maiores e menores resultado do arqueamento de tensões que ocorre em cada etapa de escavação, efeito que não é considerado no carregamento imposto.

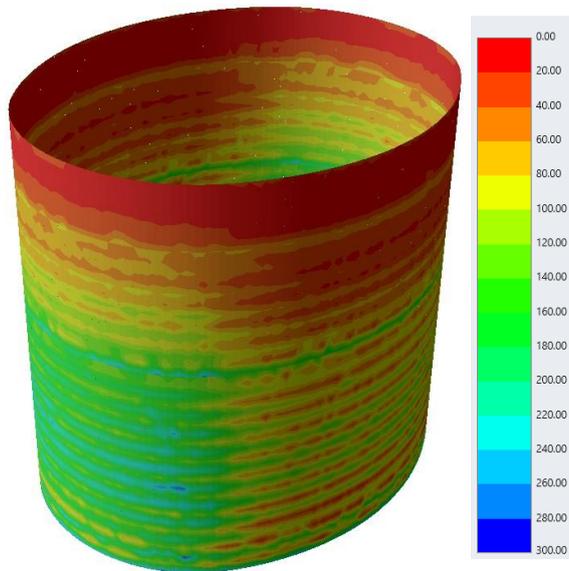


Figura 6. Resultado de Sig3' na etapa final do modelo evolutivo no RS3 (Unidade: kPa).

A Figura 7 apresenta a comparação da tensão radial atuante na parede do poço, considerando os modelos axissimétricos (RS2) com raios de 9 m e 11 m, e uma linha nos pontos extremos da elipse do modelo 3D evolutivo (RS3): vértice (raio de 9 m) e co-vértice (raio de 11 m). Observa-se que, para o raio menor da elipse (9 m), o carregamento no modelo 3D é maior. Até a profundidade de 10 m, o carregamento do modelo 3D se aproxima significativamente do estado de repouso (K_0), o que pode ser atribuído à geometria da elipse, que tende a deformar mais no raio maior e, conseqüentemente, reagir no raio menor. Por outro lado, para o raio maior da elipse (11 m), a tensão radial apresenta valores semelhantes nos dois modelos.

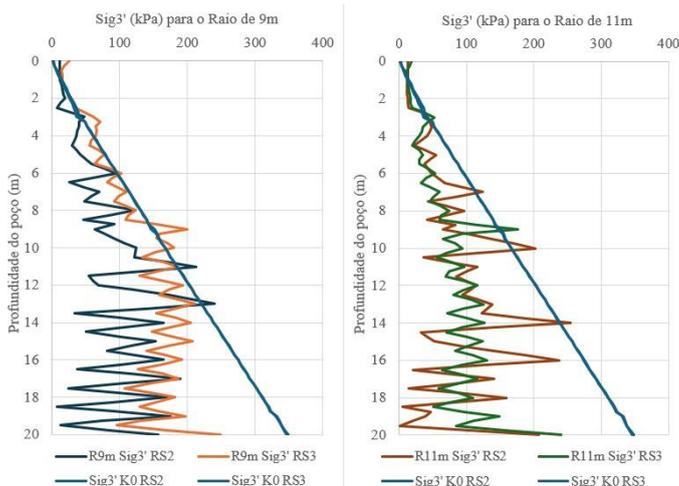


Figura 7. Comparação entre o Sig3' nos modelos axissimétrico (RS2) e 3D evolutivo (RS3).

3.2 Esforços no revestimento

A seguir, apresentam-se as comparações entre os esforços obtidos no modelo com carga imposta (SAP2000) e no modelo evolutivo 3D (RS3). É importante observar que as convenções de sinais

diferem entre os dois modelos: no RS3, a compressão é representada por valores positivos e a tração por valores negativos; no SAP2000, a convenção é oposta, com a compressão sendo negativa e a tração positiva. Ressalta-se que as escalas dos diagramas foram ajustadas para facilitar a visualização dos esforços e que os intervalos de valores variam entre os modelos SAP2000 e RS3.

3.2.1 Forças axiais

Na comparação da força axial horizontal (Figura 8 e Figura 9), os dois modelos apresentam valores e distribuições semelhantes. A principal diferença é observada na base do poço, onde, devido à restrição imposta pela presença do maciço, os esforços no RS3 indicam uma redução mais acentuada da compressão. Em contrapartida, no SAP2000, essa redução é menos pronunciada.

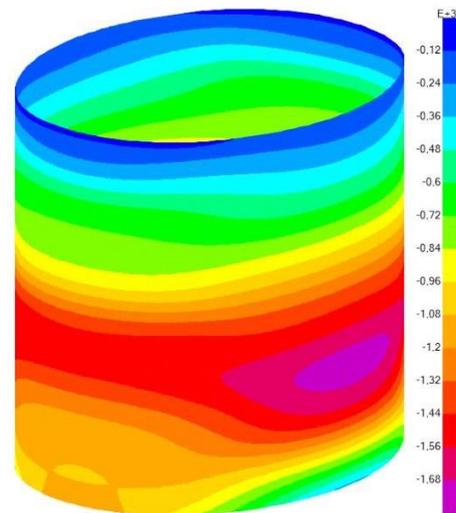


Figura 8. SAP2000 - Força axial horizontal (Unidade: kN/m).

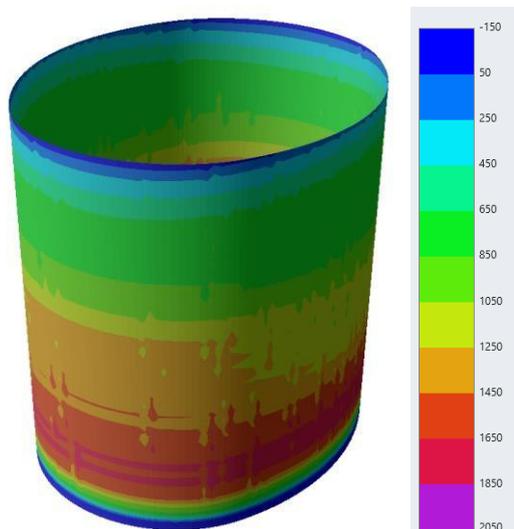


Figura 9. RS3 - Força axial horizontal (Unidade: kN/m).

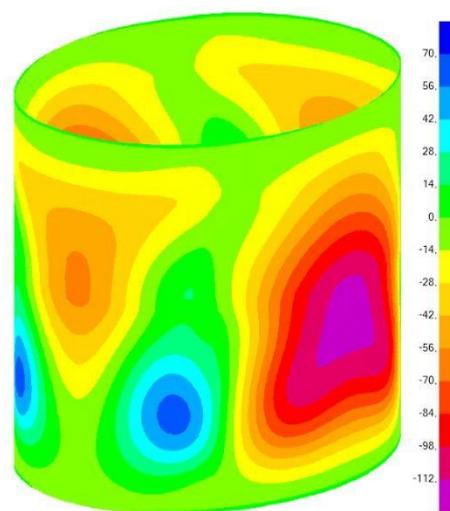


Figura 10. SAP2000 - Força axial vertical (Unidade: kN/m).

A comparação da força axial vertical (Figura 10 e Figura 11) evidencia a maior diferença entre os modelos. No SAP2000, a componente vertical apresenta predominância de compressão, com regiões localizadas de tração (indicadas em azul). Por outro lado, no modelo RS3, a força axial vertical é inteiramente caracterizada por tração.

Essa diferença pode ser parcialmente explicada pelo processo de simulação do RS3, em que a cada etapa de escavação o revestimento permanece "pendurado" no maciço, gerando forças de tração, algo não representado no modelo do SAP2000.

Adicionalmente, a maior sensibilidade da casca às forças normais verticais pode ser atribuída ao fenômeno do arqueamento assimétrico, que é mais intenso na base da escavação devido à maior rigidez proporcionada pelo maciço intacto. Já nas camadas superiores, a casca de concreto projetado apresenta menor rigidez, conforme ilustrado na Figura 12.

Por fim, o efeito de soerguimento do solo no fundo da escavação, observado no modelo RS3, também pode contribuir para as diferenças no comportamento das forças axiais verticais entre os modelos.

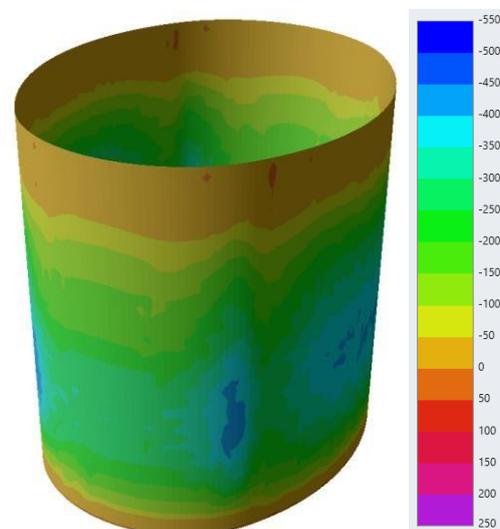


Figura 11. RS3 - Força axial vertical (Unidade: kN/m).

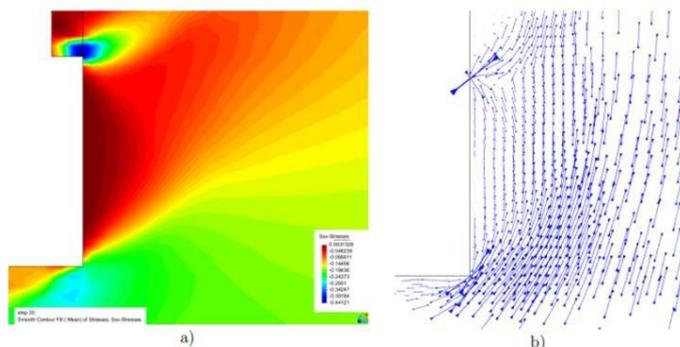


Figura 12. Transferência de tensões por efeito arco durante a abertura de um painel a) tensões horizontais (MPa); direção da tensão principal máxima. Fonte: Gomes, 2008.

3.2.2 Momentos fletores

Na comparação dos momentos fletores horizontais (Figura 13 e Figura 14), os dois modelos apresentam valores e distribuições semelhantes. Ambos os modelos fletem a região do raio maior em direção ao centro do poço, configurando a maior flexão apresentada, no SAP2000, essa flexão é mais

centralizada do que no RS3. Enquanto no raio menor, a flexão apresentada pelo SAP chega a inverter o sentido em relação às laterais – fletindo novamente em direção ao lado interno do poço, no RS3 o raio menor mantém a flexão em direção ao lado externo do poço, acompanhando as laterais, mesmo que com breve redução de valores.

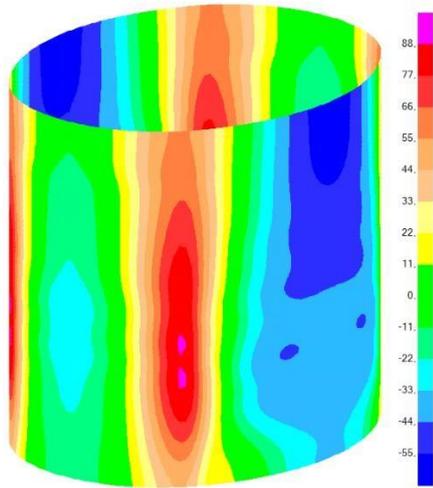


Figura 13. SAP2000 - Momento fletor horizontal (Unidade: kNm/m).

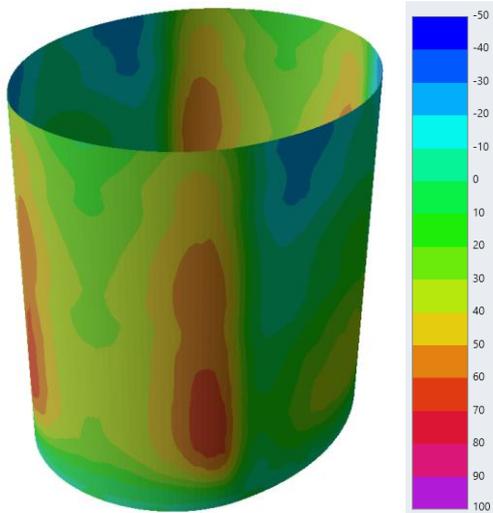


Figura 14. RS3 - Momento fletor horizontal (Unidade: kNm/m).

Por outro lado, no modelo RS3, os momentos fletores verticais demonstram uma tendência oposta. Os esforços na região do raio maior resultam em tração da face externa do poço. Apesar de apresentar pequenas variações na região do raio menor, o comportamento ao longo da parede vertical é relativamente uniforme em toda a extensão da elipse.

No SAP2000, os valores dos momentos fletores apresentam alternâncias mais pronunciadas, o que contrasta com o comportamento mais regular observado no RS3. Essa diferença pode ser atribuída, novamente, ao processo de simulação adotado pelo RS3, no qual são consideradas as etapas sequenciais de escavação.

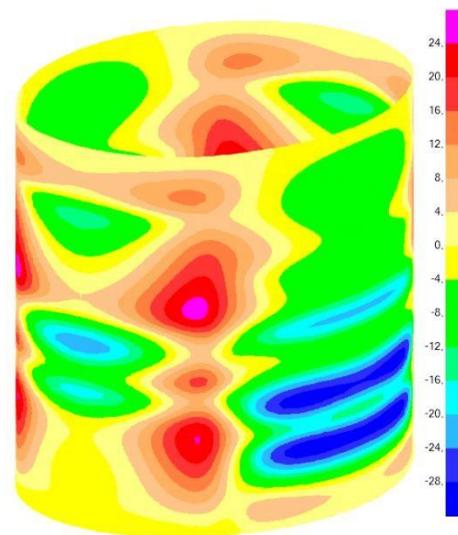


Figura 15. SAP2000 - Momento fletor vertical (Unidade: kNm/m).

A comparação dos momentos verticais (Figura 15 e Figura 16), assim como aquela realizada para as forças verticais, evidencia diferenças significativas entre os modelos analisados. No SAP2000, a flexão vertical apresenta um comportamento semelhante ao observado na flexão horizontal: a região correspondente ao raio maior tende a fletir em direção ao lado interno do poço, resultando em esforços de tração na face interna. Além disso, ocorre uma flexão de menor intensidade na região do raio menor, também orientada para o interior do poço.

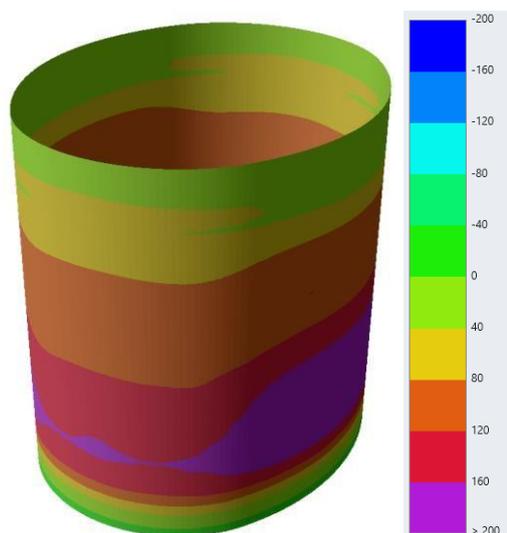


Figura 16. RS3 - Momento fletor vertical (Unidade: kNm/m).

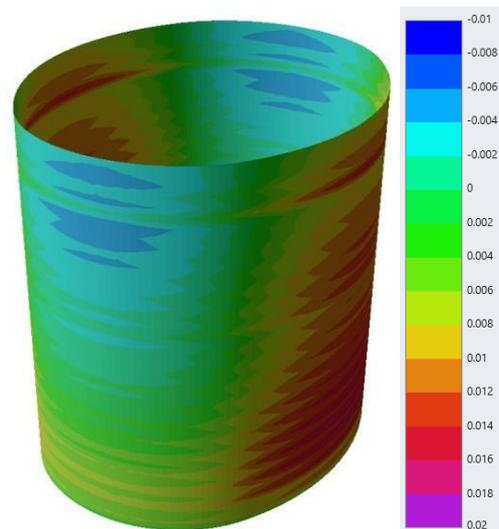


Figura 18. RS3 - Deslocamentos totais na estrutura (Unidade: m). Sinal positivo para dentro do poço, sinal negativo para fora.

3.2.3 Deslocamentos da estrutura

A magnitude dos deslocamentos é semelhante nos dois modelos.

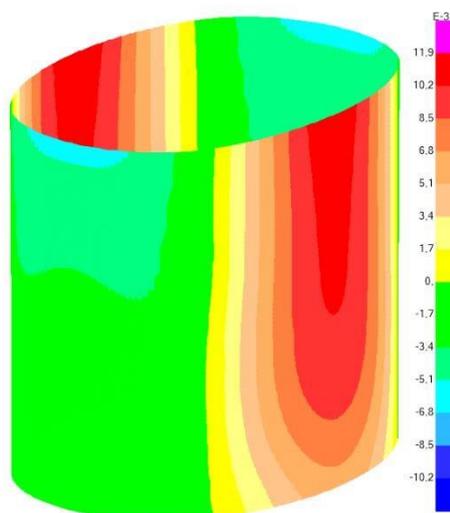


Figura 17. SAP2000 - Deslocamentos totais na estrutura (Unidade: m). Sinal positivo para dentro do poço, sinal negativo para fora.

4 CONCLUSÕES

O artigo apresenta a comparação das tensões no maciço, dos esforços e dos deslocamentos no revestimento, obtidos por meio de duas abordagens para a análise e o dimensionamento de um poço elíptico (22x18m). Na primeira abordagem, as tensões radiais atuantes na parede do poço são obtidas por um modelo axissimétrico evolutivo desenvolvido no programa RS2 (2D) da Rocscience e aplicadas como carga imposta em um modelo estrutural 3D no SAP2000, com molas de Winkler representando o maciço. A segunda abordagem consiste em uma análise integrada, onde as tensões e esforços são calculados diretamente em um modelo numérico 3D no RS3 da Rocscience.

Para a obtenção das tensões na primeira abordagem, foram realizadas duas análises axissimétricas, considerando os dois raios da elipse (9 e 11 m). Como o modelo axissimétrico simula uma geometria circular, os carregamentos apresentaram valores e comportamentos semelhantes, apesar da diferença de raio. No RS3, entretanto, o carregamento é resultado direto da interação solo-estrutura, desenvolvido progressivamente ao longo das etapas de escavação.

Ao comparar as tensões ($\text{Sig}3'$) atuantes na parede do poço, observa-se que, para o raio menor da elipse (9 m), o carregamento no modelo 3D é mais elevado. Até a profundidade de 10 m, o carregamento do modelo 3D se aproxima significativamente do estado de repouso (K_0). Em contraste, para o raio maior da elipse (11 m), a tensão radial apresenta valores semelhantes entre os dois modelos. A análise integrada no RS3 proporciona um comportamento mais realista das tensões no maciço, uma vez que a

deformação maior no raio maior induz uma reação proporcional no raio menor.

A comparação dos esforços no revestimento revela diferenças significativas. No RS3, os esforços na casca resultam da aplicação sequencial do revestimento e da sua resposta às etapas subsequentes de escavação, considerando também o aumento gradual da rigidez do concreto e uma representação mais realista do maciço circundante. No SAP2000, por outro lado, o contato entre o maciço e o revestimento é simplificado por molas tangenciais e circunferenciais, e o revestimento é instalado e carregado em uma única etapa. Embora essa abordagem seja amplamente utilizada por sua eficiência, ela é menos precisa para capturar as fases transitórias e a interação detalhada entre a escavação e o revestimento.

A maior diferença identificada foi na força axial vertical. O modelo do RS3 apresenta níveis mais elevados de tração na casca, atribuídos à sua capacidade de representar com maior precisão os deslocamentos e esforços ao longo da interface entre o revestimento e o maciço. No SAP2000, por não considerar a interação durante as fases intermediárias, os valores de tração são menores, o que pode levar ao subdimensionamento das armaduras verticais.

A comparação dos modelos também revelou diferenças significativas nos comportamentos dos momentos fletores verticais. No SAP2000, a flexão vertical apresenta alternâncias nos valores, com esforços de tração predominando na face interna do poço, especialmente na região do raio maior. Em contraste, o modelo RS3 demonstra esforços mais uniformes ao longo da parede vertical, com tração ocorrendo na face externa na região do raio maior. Essas discrepâncias podem ser atribuídas ao processo de simulação no RS3, que considera as etapas de escavação, resultando em um comportamento mais consistente ao longo da estrutura.

Dessa forma, a análise comparativa reforça a importância de adotar ferramentas computacionais que permitam representar a evolução da rigidez e controlar com maior refinamento as interações entre a estrutura e o maciço no dimensionamento de poços. A modelagem evolutiva realizada no RS3 demonstra maior fidelidade ao comportamento estrutural, sendo mais adequada para poços que envolvem fases de carregamento progressivo. Isso contribui para o desenvolvimento de soluções mais seguras e eficientes em projetos de obras subterrâneas.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo gostariam de expressar seus agradecimentos à CJC Engenharia e Projetos e seus colaboradores pela participação e contribuição com ideias e discussões.

6 REFERÊNCIAS

Campanhã, C.A.; França, P. T. 2008. Poços de grande diâmetro. In 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, CBT, São Paulo, SP.

Cortizo, P.T. 2015. Análise de poços de grande diâmetro executados pelo método de escavação sequencial na vertical. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

EUROPEAN STANDARD - EN 14487-1: Sprayed concrete - Part 1: Definitions, specifications and conformity. Brussels, 2023.

Gomes, A. T. 2008. Poços Elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical O caso do Metro do Porto. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia do Porto, Universidade do Porto, Porto.

Ramaswamy, G.S. 1968. Design and Construction of Concrete Shell Roofs. New York: Mc Graw Hill Book Company Inc.

Tacitano, M. 2006. Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Timoshenko, S. P.; Woinowsky-krieger, S. 1959. Theory of plates and shells. 2nd ed. New York: MacGraw-Hill.

Timoshenko, S.; Gere, J. 1963. Theory of Elastic Stability. United States of America: MacGraw-Hill Book Company, Inc.

O uso de sistema de custos referenciais na contratação de obras públicas subterrâneas

Eloi Angelo Palma Filho

DNIT Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasília-DF, Brasil

Claudio Kazuo Miyazato

Arteris, São Paulo-SP, Brasil

RESUMO: A utilização de preços de referência para contratação de obras públicas rodoviárias, no governo federal, remonta a 1946, no antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. Em 1992 surgiu o Sistema de Custos Rodoviários – SICRO, que foi atualizado no ano de 2000. Em 2017, houve uma reforma no Sistema, passando a denominar-se Sistema de Custos Referenciais, chegando agora ao modais Ferroviário e Aquaviário e trazendo, pela primeira vez, referências sobre Túneis convencionais. Este artigo relatará algumas avaliações decorrentes da primeira aplicação do SICRO em um grande empreendimento subterrâneo e tecerá comentários sobre possíveis melhorias a serem feitas para utilizações futuras. A obra de referência foi o Contorno Rodoviário de Florianópolis-SC, rodovia BR-101/SC, com construção iniciada em 2021 de 4 túneis duplos totalizando 7,0 km, obra concluída em dezembro de 2023. Desses túneis, um já era escopo da concessão, e outros três foram acrescidos posteriormente.

1 O CONTEXTO LEGAL

No âmbito dos contratos públicos, a regulamentação legal no Brasil remonta aos tempos do Império. Em 14 de maio de 1862, foi publicado o Decreto nº 2.926, que aprovou o “Regulamento para a arrematação de serviços a cargo do Ministério da Agricultura, Comércio e Obras Públicas” (Lima, Djalba, 2014). Nesse regulamento, foi apresentado o rito, que na época era chamado de “concorrência” e não licitação, mas já exigia uma garantia dos proponentes de 20% do valor do orçamento. Além disso, era retido 10% do valor medido em cada medição, que era devolvido à construtora após o término do prazo de garantia da obra (que poderia variar de 3 meses a 2 anos).

Na época da República, outro Decreto (nº. 4.536/1922) estabeleceu como condição para a autorização da despesa a assinatura de um contrato e a realização de um concurso. Posteriormente, o termo

“licitação” é apresentado no Decreto-Lei nº 200/1967, que estabeleceu como procedimentos a Concorrência, a Tomada de Preços e o Convite. Em 1986, foi publicado um novo Decreto-Lei (nº. 2.300/1986), com normas gerais para licitações e contratos no âmbito federal, incorporando as modalidades de Concorrência e Pregão.

Na era pós-Constituição de 1988, que estabeleceu a competência da União para legislar sobre o tema para todos os entes da Federação, surgiu a Lei nº 8.666/1993 (Brasil, 1993), que introduziu a legislação sobre Licitações e Contratos da Administração Pública. Nela consta a possibilidade de inclusão do preço máximo da contratação, tanto global quanto unitário no processo licitatório.

Em 2011, surgiu outro marco legal voltado para a contratação de obras e serviços (Brasil, 2011), que criou o Regime Diferenciado de Contratações

Públicas - RDC. O marco que inicialmente era destinado apenas aos projetos da Copa do Mundo FIFA 2014 e dos Jogos Olímpicos de 2016, passou por posteriores ampliações de escopo, possibilitando sua utilização em diferentes segmentos.

Em 2013, por meio de outro Decreto (nº. 7.983/2013), foram estabelecidas as regras e critérios para elaboração de orçamento de referência para obras e serviços de engenharia, executados com recursos do orçamento público federal (Brasil, 2013). Nele, o sistema de custos SICRO é tacitamente indicado como referência para a definição do valor máximo da contratação.

Por fim, em 2021, foi publicada a Lei nº 14.133/2021, como nova legislação aplicável às licitações e contratos da Administração Pública, em substituição às então vigentes Leis nºs. 8.666/1993 e nº 12.462/2011. Essa Lei reforça o papel do SICRO como referência pública na contratação de obras, estipulando-o como valor máximo de contratação.

2 O SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS SICRO

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT é uma Autarquia Federal criada em 2001, com atuação multimodal (rodovias, ferrovias, hidrovias e portos), e sucedeu ao DNER, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, criado em 1937, com atuação especificamente em rodovias.

O sistema de custos de referência tem um histórico de mais de 70 (setenta) anos, remontando a uma época em que as obras eram, na maioria dos casos, realizadas diretamente pela administração, e não contratadas no mercado fornecedor privado. Esse histórico é mostrado por Albuquerque Filho, 2017, considerando a seguinte linha do tempo:

- 1946 - Implementação das primeiras tabelas de preços do DNER;
- 1963 - Tabela geral de preços;
- 1972 - Lançamento do Manual de Composição de Custos Rodoviários;
- 1980 - Atualização do Manual de Composição de Custos Rodoviários;
- 1992 - Organização da Gerência de Custos Rodoviários
- 1992 - Lançamento do SICRO 1
- 1998 - Revisão do Manual de Composição de Custos Rodoviários;
- 2000 - Lançamento do SICRO 2;
- 2003 - Publicação do Manual de Custos Rodoviários;
- 2007 - Início do desenvolvimento do novo Sistema de Custos de Referência da Construção (SICRO)
- 2012 - Contratação da Fundação Getúlio Vargas
- 2017 - Implantação do novo SICRO.

O Sistema de Formação de Preços de Obras do DNIT é composto por manuais técnicos que descrevem a metodologia de formação de preços, em muitos casos, com exemplos práticos; descrição da memória de cálculo da composição; e critérios de pagamento. A estrutura é a seguinte:

- Volume 01 - Metodologia e Conceitos
- Volume 02 - Pesquisa de Preços
- Volume 03 - Equipamentos
- Volume 04 - Mão de obra
- Volume 05 - Materiais
- Volume 06 - Fator de Influência da Chuva
- Volume 07 - Canteiro de obras
- Volume 08 - Administração local
- Volume 09 - Mobilização e Desmobilização
- Volume 10 - Manuais Técnicos
- Conteúdo 01 - Terraplenagem
- Conteúdo 02 - Pavimentação / Usinagem
- Conteúdo 03 - Sinalização rodoviária
- Conteúdo 04 - Concreto, Agregados, Armações, Formas e Escoramento
- Conteúdo 05 - Drenagem e obras correntes
- Conteúdo 06 - Fundações e contenções
- Conteúdo 07 - Pontes e viadutos
- Conteúdo 08 - Manutenção e conservação de estradas
- Conteúdo 09 - Ferrovias
- Conteúdo 10 - Hidrovias
- Conteúdo 11 - Transportes
- Conteúdo 12 - Obras Complementares e Proteção Ambiental
- Volume 11 - Composições de Custos
- Volume 12 - Produções de Equipes Mecânicas

O portal do DNIT disponibiliza todos esses volumes bem como os arquivos periodicamente atualizados com valores de referência, por estado da federação.

(<https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/sicro>)

Com essa atualização do SICRO em 2017, ferrovias e hidrovias foram incorporadas ao sistema, que já contava com serviços rodoviários. Além disso, a lista de serviços foi ampliada, incluindo, por exemplo, os serviços de recuperação ambiental e Túneis, cujos serviços podem ser prestados em rodovia ou ferrovia.

O conceito metodológico utilizado pelo SICRO para obtenção do custo unitário de referência para a execução de um determinado serviço considera (DNIT, 2017):

a) Tempo de Ciclo do equipamento

Os equipamentos normalmente realizam operações consideradas repetitivas, ou seja, trabalham em ciclos. Entende-se por ciclo o conjunto de ações ou movimentos que o equipamento executa desde a sua

saída, de uma determinada posição, até o seu retorno a uma posição semelhante, que marca o início de um novo ciclo.

O tempo decorrido entre duas passagens consecutivas do equipamento é designado por “duração do ciclo” ou “tempo total do ciclo”, que determina um intervalo durante o qual o equipamento efetua uma determinada quantidade de trabalho.

A quantificação do serviço efetuado durante um ciclo e a sua duração total é essencial para determinar a produção horária do equipamento, para dimensionar e equilibrar o resto do equipamento que forma uma patrulha, bem como para calcular a produção da própria patrulha.

b) Produção das equipes mecânicas

A produção das equipes mecânicas corresponde normalmente à do seu equipamento principal ou do chefe de patrulha, o que condiciona o desempenho do conjunto de equipamentos, em função das suas diferentes capacidades e produções.

A determinação da produção das equipes mecânicas é um elemento fundamental para a formação dos custos unitários dos serviços. O custo unitário de execução é a relação entre o custo horário de execução de um determinado serviço e a produção calculada na mesma unidade de tempo.

Uma das práticas mais comuns para a precificação de túneis rodoviários é a determinação dos custos de insumos e perdas e o custo por disponibilidade de equipamentos e mão-de-obra para determinar o custo global da construção.

Para este efeito, a duração de cada fase de construção é calculada tendo em conta as particularidades do projeto e os condicionalismos externos (restrições em termos de tempos de detonação, recursos disponíveis, etc.) para diferentes combinações de recursos multiplicados pelo custo de exploração e manutenção.

A repartição dos custos por serviços serve normalmente apenas para caracterizar os acontecimentos dentro da estrutura analítica do projeto e determinar o fluxo financeiro.

O conteúdo do Manual de Custos de Infraestrutura de Transportes do SICRO, Volume 10 - Manuais Técnicos, foi incorporado à segunda edição dos Cadernos Técnicos, cuja referência do SICRO é o mês base de outubro de 2022. (DNIT, 2022)

2.1 Túneis

O SICRO adota como paradigma um túnel fictício de 400 metros de comprimento, e 4 faixas de área de escavação, de 20 a 40 m², de 41 a 60 m², de 61 a 90 m² e acima de 90 m². Observa a classificação geotécnica proposta por Bieniawski (RMR) e considera avanços típicos de 0,60m a 4,00m dependendo da classificação geotécnica.

Os coeficientes de produtividade para determinação da produção horária de equipamentos e serviços foram determinados por métodos teóricos (produtividade declarada pelos fabricantes de equipamentos) e empíricos (medição de campo, referência técnica e referência histórica consolidada).

Os multiplicadores redutores de produtividade (fator de eficiência) foram considerados para representar as várias perdas e descontinuidades de produção e os fatores multiplicadores correspondentes às perdas no consumo de insumos.

2.1.1 Modelagem e exemplo

A modelagem referencial adotada no desenho das composições de custos de serviço pressupõe a execução das seguintes etapas:

- instalação manual de sistemas elétricos para iluminação e ventilação de túneis;
- fazer furos na rocha usando um jumbo eletro-hidráulico;
- preencher manualmente os furos com material explosivo usando a plataforma de trabalho do jumbo eletro-hidráulico;
- montagem manual do circuito de detonação;
- detonação de rochas;
- execução manual do choco (*scalling*) com o auxílio da plataforma de trabalho do jumbo eletro-hidráulico;
- execução complementar de chocos com escavadeira com martelo hidráulico;
- carregar material escavado por meio de caminhão basculante usando uma carregadeira de pneus;
- transporte de material em caminhão basculante.

Para fins de cálculo de produção horária e equipe mecânica, considera-se que as atividades são realizadas pelos seguintes equipamentos:

- jumbo eletro-hidráulico com 3 braços;
- escavadeira hidráulica com martelo hidráulico de 1.700 kg;
- carregadeira de pneus de rocha com capacidade de 2,50 m³;
- caminhão basculante de rocha com capacidade de 12 m³;
- ventilador axial;
- grupos geradores.

A produção horária dos serviços foi estabelecida por meio do método teórico, sendo definida por meio da aplicação da seguinte expressão:

$$P = H \times \frac{A}{T_c} \quad (1)$$

Onde, P é a produção da equipe (m³/h); H é a profundidade de escavação (m); A é a área da seção transversal do túnel (m²); T_c é o tempo de ciclo de progresso na escavação do túnel (h).

a) jumbo eletro-hidráulico com 3 braços

A produção horária é estabelecida pelo método teórico, sendo definida pela aplicação da seguinte expressão:

$$P = 60 \times A \times H \times \frac{F_e}{T_c} \quad (2)$$

Onde, P é a produção horária (m³/h); A é a área de escavação (m²); H é a profundidade de escavação (m); F_e é o fator de eficiência; T_c é o tempo total do ciclo (min).

b) escavadeira hidráulica com martelo hidráulico de 1.700 kg

A produção horária é estabelecida pelo método teórico, sendo definida pela aplicação da seguinte expressão:

$$P = 60 \times A \times H \times T_c \quad (3)$$

Onde, P é a produção horária (m³/h); A é a área de escavação (m²); H é a profundidade de escavação (m); T_c é o tempo total do ciclo (min).

c) carregadeira de pneus de rocha com capacidade de 2,50 m³

A produção horária é estabelecida pelo método teórico, sendo definida pela aplicação da seguinte expressão:

$$P = 60 \times C_{ap} \times F_{ca} \times F_{cv} \times \frac{F_e}{T_c} \quad (4)$$

Onde, P é a produção horária (m³/h); C_{ap} é a capacidade da carregadeira de pneus (m³); F_{ca} é um fator de carga; F_{cv} é um fator de conversão; F_e é o fator de eficiência; T_c é o tempo total do ciclo (min).

d) caminhão basculante de rocha

A produção horária é estabelecida pelo método teórico, sendo definida pela aplicação da seguinte expressão:

$$P = 60 \times C_{ap} \times F_{ca} \times F_{cv} \times \frac{F_e}{T_c} \quad (5)$$

Onde, P é a produção horária (m³/h); C_{ap} é a capacidade da carregadeira de pneus (m³); F_{ca} é um fator de carga; F_{cv} é um fator de conversão; F_e é o fator de eficiência; T_c é o tempo total do ciclo (min).

2.1.2 Critérios de pagamento

A medição dos serviços de escavação subterrânea para túneis classe I a IV deve ser realizada em metros cúbicos, dependendo do volume efetivamente extraído, medido e avaliado no corte (volume in natura).

3 A PRIMEIRA APLICAÇÃO DO SICRO EM OBRA DE TÚNEIS

A aplicação pioneira do SICRO para a precificação de túneis ocorreu no contrato de concessão decorrente do Edital nº 003/2007, para o chamado "Contorno Rodoviário de Florianópolis-SC", na rodovia BR-101/SC.

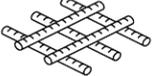
Como essas obras não estavam previstas no contrato original, sua inclusão exigirá indenização à concessionária, que será feita por meio de um reajuste na tarifa de pedágio paga pelos usuários da via. Assim, existem intervenções como obras públicas, razão pela qual o valor de referência é definido com base em tabelas oficiais, neste caso, o SICRO.

3.1 O Contorno Rodoviário de Florianópolis-SC

O Contorno Rodoviário de Florianópolis é uma nova rodovia com 50 quilômetros de pista dupla e investimento de R\$ 3,9 bilhões ou US\$ 780 milhões (ago/23) composto por 6 trevos, 7 pontes duplas, 20 travessias e 4 túneis duplos com o objetivo de desviar o tráfego de longa distância da região metropolitana da Grande Florianópolis.

A tabela abaixo ilustra os grandes números do empreendimento.

Tabela 1. Grandes números do empreendimento.

Escavação de Solo: 9.750.000 m ³	Escavação de Rocha: 1.655.500 m ³	Pavimentação Asfáltica: 395.400 ton
		
Geodrenos: 3.145.000 m	Concreto: 163.160 m ³	Aço: 9.909 ton
		

Os 4 (quatro) túneis do Contorno de Florianópolis totalizam uma extensão de 7.083,90 m distribuídos conforme mostrado na Figura 1. Possuem plataforma para 2 faixas de rolamento de 3,60 m, acostamentos de 3,00 m, calçadas para vias de fuga com largura livre de 1,20 m.



Figura 1. Alinhamento da estrada. Fonte: Miyazato, 2023.

Os túneis foram projetados e construídos utilizando o método NATM em que foram criadas quatro seções típicas de tratamento para as classes I a IV (R1, R2, R3 e R4), 2 seções para solos (S1 e S2) classe IV e 3 seções para transições de solo para rocha (M1, M2 e M3) utilizando o sistema de classificação de Bieniawski – RMR como referência e mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 Parâmetros das classes. ANTT, 2018.

TIPO DE SEÇÃO	CLASSE	MACIÇO	RMR
R1	I	Rock Sã	81 a 100
R2	II	Rock Sã	61 a 80
R3	III	Rocha ligeiramente alterada	41 a 60
R4	IV alto	Rocha alterada	31 a 30
M1 / M2 / M3 / S1 / S2	IV baixo / V	Rocha branda e Intemperizada / Saprolito / Saprolito / Rocha Residual	21 a 30 / <20

A extensa investigação geológico-geotécnica mostrou que 2/3 do comprimento dos túneis seriam predominantemente rochosos e os demais segmentos em trechos de solo ou em transição solo/rocha, como mostra a Tabela 3.

Tabela 3. Características do maciço. ANTT, 2018.

SEÇÃO	TÚNEL 1		TÚNEL 2		TÚNEL 3		TÚNEL 4	
	EXT (m)	%	EXT (m)	%	EXT (m)	%	EXT (m)	%
R1	0,00	69,2	0,00	65,0	0,00	72,5	0,00	84,5
R2	548,50		590,07		657,31			
R3	487,00		308,98		414,23			
R4	321,00		269,60		147,81			
M1	64,00	30,8	78,87	35,0	17,90	27,5	21,00	15,5
M2	346,50		259,26		92,42			
M3	0,00		0,00		332,03			
S2	108,00		0,00		0,00			
S1	85,00		292,42		19,70		0,00	
TOTAL	1.960		1.799,2		1.681,4		1.643,3	

Na rocha, uma seção típica tinha 135m² de escavação (Figura 2), já no solo maciço, a seção típica de escavação apresentava cerca de 160m² (Figura 3).

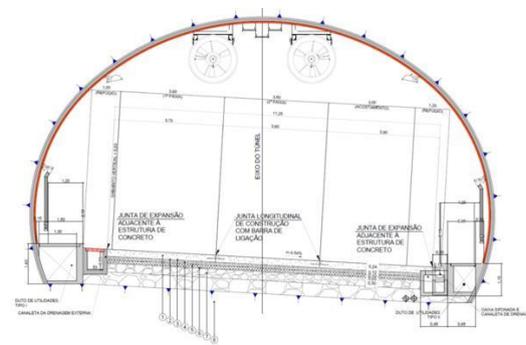


Figura 2. Seção típica em rocha. Fonte: ANTT, 2018.

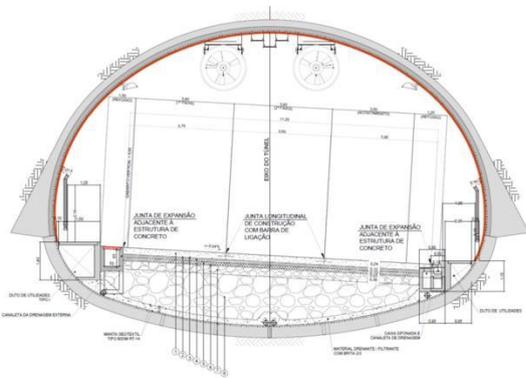


Figura 3. Seção típica em solo. Fonte: ANTT, 2018.

3.2 Precificação das obras

A aplicação da metodologia de precificação por meio das composições dos preços unitários com os ajustes

necessários decorrentes das particularidades do projeto do Contorno Rodoviário trouxeram valores para o orçamento do túnel que são condizentes com os preços médios históricos do DNIT, conforme mostra a Figura 4.

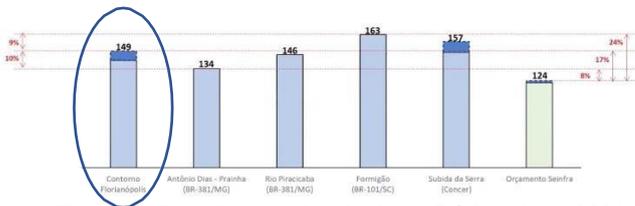


Figura 4. Precificação do túnel, em R\$/km, base 2021.

Isso representa cerca de US\$ 30 milhões/km, incluindo todos os custos (aquisição de terrenos, projeto, escavação, suporte, pavimentação e sistemas de segurança).

4 REFERÊNCIAS DE CUSTOS DE TÚNEIS

É possível encontrar informações sobre os custos do túnel na bibliografia, mas para relacionar o custo por quilômetro relacionado à extensão da obra, via de regra, conforme mostrado na Figura 5 e na Figura 6.

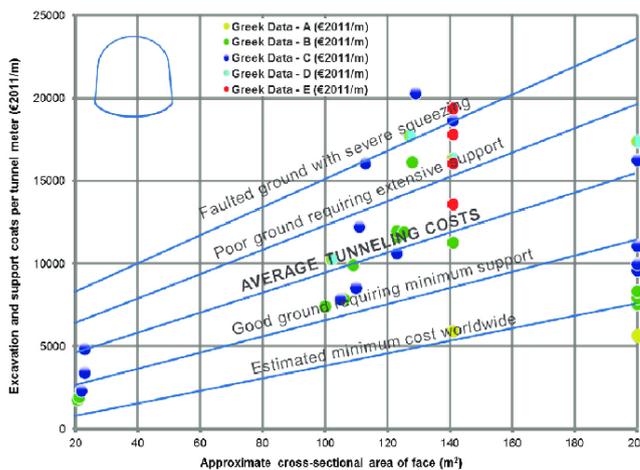


Figura 5. Custos aproximados de escavação e suporte do túnel por metro de túnel de acordo com as condições do solo em comparação com os dados gregos. Fonte: Benardos, Paraskevopoulou e Diederichs, 2013.

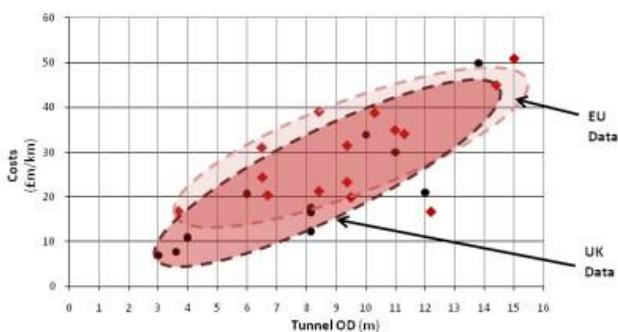


Figura 6. Os efeitos do diâmetro externo do túnel nos custos. Fonte: HM Treasury, 2010.

No entanto, não há referências sobre sistemas de custos que forneçam uma metodologia para o cálculo

dos custos unitários dos serviços subterrâneos em obras convencionais (concreto projetado, escavação sequencial em solo ou rocha, tirantes, aço, cambotas treliçadas, etc.).

No Brasil, existe essa referência nacional, regionalizada por estado, que deve ser utilizada nos contratos de obras públicas, como referência para o valor máximo a ser pago pela Administração, com recursos públicos.

5 CONCLUSÕES

O SICRO possui uma abordagem transparente na forma de apresentar sua metodologia, condizente com o papel institucional-legal de ser a referência para a definição dos valores máximos de contratação das obras (públicas) subterrâneas.

A metodologia de precificação vai muito além de ser uma tabela de preços, pois permite ajustes demandados pelas especificidades que cada projeto traz, fato esse que atua para a mitigação de riscos na contratação.

A continuidade no uso do sistema, o trabalho conjunto entre o Governo, o meio técnico, projetistas e construtoras certamente trarão inúmeros pontos de melhoria, aprimorando a ferramenta e trazendo maior assertividade ao desembolso dos recursos públicos.

Nesse processo evolutivo, verificações em campo são de suma importância, onde a produtividade deve ser estudada com mais profundidade.

6 REFERÊNCIAS

Albuquerque Filho, L. H. 2017. *Novo sistema de custos referenciais de obras – SICRO*. Principais inovações e alterações metodológicas - Seminário de apresentação.

ANTT. 2018. *Projeto Executivo do Contorno Rodoviário de Florianópolis-SC*. Brasília, DF.

Benardos, A., Paraskevopoulou, C., Diederichs, M. 2013. *Assessing and benchmarking the construction cost of tunnels*.

Brasil, 1993. *Lei nº 8.666, de 21 de junho de 1993*. Regulamenta o art. 37, inciso XXI, da Constituição Federal, estabelece regras para licitações e contratos da Administração Pública e prevê outras exceções.

Brasil, 2013. *Decreto nº 7.983, de 8 de abril de 2013*. Estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência para obras e serviços de engenharia, contratados e executados com recursos dos orçamentos da União, e dá outras providências.

Brasil, 2011. *Lei nº 12.462, de 4 de agosto de 2011*. Estabelece o Regime Diferenciado de Contratação Pública.

Brasil, 2021. *Lei nº 14.133, de 1º de abril de 2021*. Direito de Licitações e Contratos Administrativos.

DNIT. *Manual de Custos de Infraestrutura de Transportes*. Volume 01 – Metodologia e conceitos. 2017. Acesso em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/sicro>

HM Treasury. 2010. *Infrastructure Cost Review: Technical Report*. <
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/192589/cost_study_technicalnote211210.pdf >

Miyazato, C. K. 2023. *Incorporação das obras dos túneis no contrato de concessão*. Apresentação feita no Seminário de Túneis Rodoviários – ST 2023. Florianópolis-SC.

Gerenciamento de projetos e tomada de decisões em obras infraestrutura na cidade de São Paulo

L.S. Atanasio, R. S. Oliveira & J. A. Schiavon
<Instituto Tecnológico de Aeronáutica>, <São Paulo>, <Brasil>

F. M. P. F. R. Ferreira
<Faculdade de Tecnologia de São Paulo>, <São Paulo>, <Brasil>

RESUMO: A motivação deste estudo surgiu da importância da gestão de projetos em obras de infraestruturas em grandes centros urbanos com alta densidade populacional. O tema é relevante para o planejamento de cidades inteligentes visando a mobilidade urbana e a tomada de decisão envolvendo planejamento e controle principalmente no gerenciamento de riscos e no processo de tomada de decisões, e como esses aspectos influenciam de forma significativa no sucesso do desenvolvimento do projeto e em todas as etapas e processos executivos de obras de infraestrutura. A viabilidade de obras de infraestruturas é salutar para o sucesso de realização do projeto, e para isso este estudo focou no escopo, no prazo, nos custos, na qualidade, nos riscos e na gestão de integração gerencial nos processos de tomada de decisão. Acredita-se que, a gestão integrativa viabiliza o processo de tomada de decisão, através da revisão de todas as solicitações de mudanças, aprovando e gerenciando as mudanças nas entregas, ativos de processos organizacionais, documentos do projeto e no plano de gerenciamento de projetos, além de comunicar a decisão aos envolvidos. O processo de tomada de decisão com base na gestão integrativa facilita a garantia de que as datas finas de entrega das fases da obra e do gerenciamento de benefícios estejam alinhadas; buscando atingir os objetivos do projeto; gerenciando o desempenho e as mudanças das atividades no plano de gerenciamento; medindo e monitorando o progresso da obra e comunicando informações aos envolvidos. Entre os objetivos realizados temos a revisão da literatura, o desenvolvimento de modelo de gestão integrada para obras de infraestruturas e a aplicação em um estudo de caso em uma obra de infraestrutura na cidade de São Paulo, Brasil. Portanto, a abordagem metodológica foi qualitativa, de propósito descritivo-explicativo em um estudo de caso, antecedida de uma revisão da literatura de caráter exploratório sobre o tema.

1 INTRODUÇÃO

1.1 *Justificativa e antecedentes*

Obras de infraestrutura são obras da construção civil que apresentam bastante singularidades, com grande variedade de elementos construtivos, processos, tecnologia e materiais e métodos de acordo com os estágios de evolução do projeto e a baixa repetitividade de cada um desses processos. As obras de infraestrutura, também conhecidas como construção pesada, compõem a melhor formação da engenharia nacional, fruto de ocupação de mão de obra altamente qualificada, reconhecida e respeitada. Ainda, são necessárias para dinamizar as demais

indústrias do país. Os principais exemplos de obras de infraestrutura são rodovias, túneis, aeroportos, portos, ferrovias, metrô, barragens, usinas hidrelétricas, pontes e viadutos.

Segundo Oliveira (2022), a gestão de risco tem como principal objetivo ajudar a administração, mostrando as principais ameaças ao desenvolvimento de processos, procedimentos, pessoas e suas atividades. Sua utilização como ferramenta para tomada de decisão tem assumido importância capital nas organizações em função de seu objetivo, o qual resume em analisar e avaliar sistematicamente os sistemas de controles internos das organizações, visando menor desperdício de matéria prima e capital

humano, maior transparência e confiança nas operações realizadas pelas empresas.

Após à crise econômica crescente, em especial decorrente ano de 2020 e o mercado da construção civil cada vez mais instável, se faz necessário uma análise criteriosa de viabilidade econômica e estratégica para a correta tomada de decisão. Segundo Pereira (2019), a gestão de riscos fornece mais segurança, dispondo de uma ferramenta para a tomada de decisão. As decisões são de suma importância para qualquer organização e/ou empresa, porém enfrentam influências de fatores externos e internos, esses fatores são chamados de incertezas, e os efeitos que estas incertezas causam no projeto são chamadas de riscos. Os riscos, por sua vez, podem ter efeitos positivos ou negativos, nesse contexto, e um projeto sem incerteza e, portanto, sem risco não existe (Napolitano e Rabechini Jr, 2015), dessa forma, o gerenciamento de riscos precisa ser tratado no mercado da construção civil cada vez mais competitiva e com rápido avanço das tecnologias, como parte integrante da estratégia da empresa.

Gerenciar os riscos, segundo o PMI (2017), promove a probabilidade de aumentar e explorar o impacto dos riscos positivos que são chamados de oportunidades, e ao mesmo tempo evitar, mitigar ou evitar a probabilidade dos impactos dos riscos negativos que são chamados de ameaças.

O gerenciamento de riscos deve ser de caráter proativo, uma vez que não adianta apenas a identificação dos riscos, mas sim gerenciá-los, pois o sucesso de um projeto, considerando o tripé prazo, tempo, custo e qualidade, está diretamente relacionado com a implementação adequada de práticas de gerenciamento de risco (Rabechini Jr. e Carvalho, 2012).

1.2 Hipótese principal e objetivo

A principal hipótese desta pesquisa foi que, o gerenciamento de projetos quando bem aplicado auxilia no processo de tomada de decisão em obras de infraestruturas, principalmente através do gerenciamento de riscos, influenciando de forma significativa o sucesso do desenvolvimento em todos os processos gerenciais e executivos da obra, gerenciando o desempenho e as mudanças das atividades no plano de gerenciamento; medindo e monitorando o progresso da obra e comunicando informações aos envolvidos.

Com base nesse contexto, e com a necessidade de melhorar a gestão de riscos na construção civil, mais especificamente em obras de infraestrutura, o objetivo desse trabalho foi compreender e explorar o papel da gestão de riscos em obras de infraestrutura, por meio do emprego de seus conceitos e ferramentas, a fim de analisar a sua aplicação para o planejamento,

identificação, análise, avaliação, tratamento e monitoramento e controle dos riscos.

1.3 Metodologia da pesquisa

Essa pesquisa, segundo os conceitos de Turrioni e Mello (2012), pode ser classificada como pesquisa aplicada com objetivo exploratória. Apartir daqui é meu Apesar do progresso científico e da ampliação do conhecimento teórico, o que poderia ser classificada como pesquisa básica, porém há um interesse que seus métodos e resultados sejam aplicados na prática, especificamente para a solução de problemas relacionados a gestão de riscos e tomada de decisão. Para isso foi realizado levantamento bibliográfico, discussão da influência da gestão de riscos e como ela impacta na tomada de decisão por meio de um estudo de caso, a pesquisa visa proporcionar com uma abordagem qualitativa dos resultados obtidos.

1.4 Delimitação da pesquisa

A pesquisa analisou um projeto de obra de infraestrutura do estado de São Paulo por uma empresa especializada e consolidada no mercado. A empresa, após anos de atividades no ramo da construção civil, em especial obras de infraestrutura, apresenta destaque no planejamento e execução.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Gerenciamento de obras de infraestrutura

Com base na ABNT (1985), esta pesquisa considera a indústria da construção como o conjunto de atividades visando à realização material e intencional do homem para adaptar a natureza às suas necessidades, através de obras de construção. Estas obras tratam do trabalho realizado pela indústria da construção de acordo com projetos, normas e técnicas próprias, que resultam em construções.

Na opinião de Davis, Aquilano e Chase (1999), um projeto é simplesmente um empreendimento organizado para alcançar um objetivo específico.

Para Mattos (2010), no mundo da construção o termo projeto vem associado ao plano geral de uma edificação, compreendendo o conjunto de plantas, cortes e cotas necessários à construção – projetos arquitetônicos, estruturais, de instalações elétricas e sanitárias, entre outros (seria o equivalente a *design*, em inglês). O termo projeto em sua acepção gerencial (seria o equivalente a *project*, em inglês), um esforço temporário empreendido para criar um produto, serviço ou resultado exclusivo, conforme o PMI®.

Segundo o PMI (2017), projeto é um esforço temporário empreendido para criar um produto, serviço ou resultado único. Projetos são realizados para cumprir objetivos através da produção de entregas. Um objetivo é definido como um resultado

a que o trabalho é orientado, uma posição estratégica a ser alcançada ou um propósito a ser atingido, um produto a ser produzido ou um serviço a ser realizado. Segundo o PMI (2017), o gerenciamento de projetos é a aplicação do conhecimento, habilidades, ferramentas e técnicas às atividades do projeto a fim de cumprir os seus requisitos. O gerenciamento de projetos é realizado através da aplicação e integração apropriadas dos processos de gerenciamento de projetos identificados para o projeto. O uso de técnicas, ferramentas e processos de gerenciamento de projetos fornece uma base sólida para as organizações atingirem suas metas e objetivos.

Para Carvalho e Rabechini Jr. (2006), do indivíduo, que está envolvido em projetos, em linhas gerais, espera-se que ele domine técnicas e ferramentas em gerenciamento de projetos, dentro dos parâmetros amplamente divulgados, como restrições de recursos, prazos e custos, característico de projetos, levando em conta ainda as exigências de singularidade e empenho. Espera-se que estes indivíduos possuam uma visão bastante abrangente do sentido de governarem ou serem governados, mediante a necessidade de alinhamento de projetos às estratégias organizacionais, bem como do desenvolvimento das habilidades gerenciais e da capacidade em aplicar técnicas e ferramentas de gerenciamento de projetos. Na opinião de Halpin e Woodhead (2004), o gerenciamento da construção define a forma como os recursos disponíveis ao gerente podem ser mais bem aplicados. Tipicamente, quando se fala em recursos para a construção, pensamos na força humana, máquinas e equipamentos, materiais e dinheiro.

Para esta pesquisa, conforme os autores apresentados, para gerenciar e escolher as metodologias gerenciais ideais para cada projeto necessita-se conhecer e dominar técnicas e ferramentas em gerenciamento de projetos consolidadas na área de construção civil, lidando com todos os tipos de restrições. É o gerenciamento da construção que define de que forma os recursos disponíveis ao gerente podem ser mais bem aplicados. Tipicamente, quando se fala em recursos para a construção, pensamos na força humana, máquinas e equipamentos, materiais e capital. O gerenciamento compreende a aplicação oportuna e eficiente dos recursos para construir o projeto de forma satisfatória.

Para o PMI (2017), os projetos existem e operam em ambientes que podem ter influência sobre eles. Essas influências podem ter um impacto favorável ou desfavorável sobre o projeto. Duas importantes categorias de influência são os fatores ambientais da empresa (FAEs) e os ativos de processos organizacionais (APOs).

Segundo o PMI (2017), os fatores ambientais da empresa se referem às condições fora do controle da equipe do projeto que influenciam, restringem ou direcionam o projeto, a saber:

➤ FAEs internos à organização:

- Cultura, estrutura e governança organizacionais;
- Distribuição geográfica de instalações e recursos;
- Infraestrutura;
- Software de tecnologia da informação;
- Disponibilidade de recursos; e
- Capacidade dos funcionários

➤ FAEs externos à organização

- Condições de mercado;
- Influências e questões sociais e culturais;
- Restrições legais;
- Banco de dados comerciais;
- Pesquisa acadêmica;
- Padrões governamentais ou setoriais;
- Considerações financeiras; e
- Elementos ambientais físicos.

Segundo o PMI (2017), ativos de processos organizacionais são os planos, processos, políticas, procedimentos e bases de conhecimento específicos da organização e por ela usados, a saber:

➤ Processos, políticas e procedimentos; e

➤ Base de conhecimento organizacionais.

Segundo PMI (2017), existem 10 áreas de conhecimento em gerenciamento de projetos, a saber:

1. Gerenciamento de integração do projeto;
2. Gerenciamento do escopo do projeto;
3. Gerenciamento do cronograma do projeto;
4. Gerenciamento dos custos do projeto;
5. Gerenciamento da qualidade do projeto;
6. Gerenciamento dos recursos do projeto;
7. Gerenciamento das comunicações do projeto;
8. Gerenciamento dos riscos do projeto;
9. Gerenciamento das aquisições do projeto; e
10. Gerenciamento das partes interessadas.

Nesta pesquisa, o foco foi em gerenciamento de riscos, porém, com base em PMI (2017), todas as áreas de conhecimento possuem seus processos gerenciais, que impactam no risco ou são influenciadas por ele.

Para essa pesquisa, os processos gerenciais relevantes são:

1. Gerenciamento de integração do projeto
 - Realizar o controle integrado de mudanças
2. Gerenciamento do cronograma do projeto
 - Desenvolver o cronograma
3. Gerenciamento dos custos do projeto
 - Determinar o orçamento
4. Gerenciamento da qualidade do projeto
 - Realizar o controle da qualidade
5. Gerenciamento dos riscos do projeto
 - Realizar o planejamento, identificação, análise, avaliação, tratamento e monitoramento e controle dos riscos do projeto.

2.2 Gerenciamento dos riscos em obras de infraestrutura e os processos de tomada de decisão

Para o devido gerenciamento dos riscos foi realizado o plano de gerenciamento dos riscos com base no guia “Project Management Body of Knowledge [PMBOK]” (PMI, 2017), com pequenos ajustes para melhor aplicabilidade ao projeto. Foram descritas previamente como as atividades foram estruturadas e executadas, para que a equipe responsável tenha bases claras para proceder com as demais etapas da gestão de riscos: identificar, analisar, avaliar, tratar, monitorar e controlar. A figura 01 ilustra a sequência adotada.



Figura 1. Processo de gestão de riscos.

Identificar os riscos - Por meio de um “brainstorming”, que tem como tradução direta “tempestade de ideias” e que de forma geral é uma reunião com equipe especializada, onde os presentes dão ideias e melhoram as ideias um dos outros, montou-se uma matriz “Strengths, Weaknesses, Opportunities, Threats [SWOT]”, que segundo (PMI, 2017) é uma técnica de identificação dos riscos positivos e negativos que examina o projeto com base em suas forças, fraquezas, oportunidades e ameaças. Para esse estudo, foi utilizada de uma forma adaptada, pois apesar de existirem também oportunidades, ou seja, riscos que causariam impacto positivo no projeto, esse trabalho apresenta apenas os riscos negativos. A identificação dos riscos foi conduzida de forma iterativa, com diversas rodadas de trocas de informações através de “brainstorming”, a fim de elaborar e refinar a lista de riscos do projeto (Carvalho e Rabechini Jr., 2018). Foi identificado a fonte geradora e a consequência negativa associada à

ocorrência dos riscos, considerando apenas os riscos gerenciais e operacionais, externos e internos.

Analisar os Riscos – Para estabelecer a melhor estratégia, quanto as respostas aos riscos identificados com base no conhecimento de ferramentas e técnicas adequadas, cabe classificá-los sob vários aspectos (Carvalho e Rabechini Jr., 2018). A análise dos riscos identificados foi realizada de forma qualitativa, com o objetivo de classificá-los e priorizá-los de acordo com a consequência potencial ao projeto. A análise qualitativa deve levar em consideração a frequência/probabilidade de ocorrência bem como a severidade/gravidade da consequência do risco identificado. Para tanto foram definidas as situações atuais dos riscos conforme Tabela 1.

Tabela 1. Critérios de Situação dos riscos

Pontuação	Situação	Critério
1	Normal	Aspectos dos Processos, atividades e tarefas executados rotineiramente de forma planejada.
2	Emergencial	Aspectos das situações ou eventos indesejáveis, não intencionais e que necessitem de previsão, controle ou remediação imediatos, durante processos, pacotes de trabalho, atividades e tarefas rotineiras ou não rotineiras

Fonte: Dados originais da pesquisa.

As avaliações dos riscos quanto suas escalas de impactos e probabilidades, foram realizadas conforme apresentado na Tabela 2 e Tabela 3, respectivamente.

Tabela 2. Critérios de Impacto

(continua)

Pontuação	Severidade	Critério
1	Insignificante	Nenhum dano ou dano imensurável.
2	Considerável	Lesões leves, no máximo o que pode ocorrer são casos de primeiros socorros simples ou tratamento médico menor; Sem danos ou danos não significativos às instalações e/ou equipamentos;

Danos não significativos ao meio ambiente.

Processos administrativos / gerenciais de baixo impacto/dano.

Fonte: Baseado em PMI (2017)

Tabela 3. Critérios de Probabilidade de Ocorrências

(continua)

	Critérios Para Frequência	Critérios Para Probabilidade	Pontuação
Raro (1 – 20%)	Ocorrência de risco quase nula	- Conceitualmente possível, mas extremamente improvável de ocorrer durante o ciclo de vida do empreendimento. - Incidentes que dependem da ocorrência de falhas múltiplas.	1
Improvável (21 – 40%)	Ocorrência do risco menor ou igual a uma vez por ano.	- Conceitualmente possível, mas pouco provável de ocorrer durante o ciclo de vida das atividades do empreendimento. - Não há registro de ocorrência anterior. - Exige falha de um único componente de um sistema de proteção ou várias camadas de proteção.	2
Ocasional (41 – 60%)	Ocorrência do risco maior ou igual a uma vez ao ano e menor que uma vez por mês.	- Provável de ocorrer durante o ciclo de vida das atividades do empreendimento. - Há registro de ocorrência no empreendimento. - Há demanda de Partes Interessadas (comunidades vizinhas). - Pode ocorrer por falha	3

Tabela 2. Critérios de Impacto

(conclusão)

Pontuação	Severidade	Critério
3	Expressivo	Lesões moderadas e incapacitantes temporariamente; Danos moderados às instalações e/ou equipamentos, sem causar perda da condição de uso; Danos reversíveis ao meio ambiente, possíveis de serem controlados através de ações mitigadoras. Processos administrativos / gerenciais de médio impacto/dano.
4	Grave	Lesões graves e incapacitantes permanentes; Danos severos às instalações e equipamentos; Danos severos ao meio ambiente com tempo de recuperação elevado; Processos administrativos/gerenciais de alto impacto/dano.
5	Catastrófico	Mortes; Perda total de instalações e/ou equipamentos, causando perda da condição de uso; Danos irreversíveis ao meio ambiente. Processos administrativos/gerenciais extremamente elevado, chegando a processos nas esferas civil e criminal.

localizada (um único componente).

Tabela 3. Critérios de Probabilidade de Ocorrências

		(conclusão)	
Critérios Para Freqüência	Critérios Para Probabilidade		Pontuação
Potencial (61 – 80%)	Ocorrência do risco maior que uma vez por semana.	- Esperado ocorrer várias vezes durante o ciclo de vida das atividades do empreendimento. - Há registro de recorrência no empreendimento.	4
Quase Certo (81 – 99%)	Ocorrência do risco diária	- Esperado ocorrer várias vezes durante o ciclo de vida das atividades do empreendimento. - Há registro de recorrência no empreendimento.	5

Fonte: Baseado em PMI (2017)

Os impactos são acontecimentos potenciais que têm importância em função de suas consequências, nesse trabalho foi retratado de acordo com sua severidade. Já a probabilidade entende-se por frequência, que está associada à ocorrência ou exposição durante uma situação operacional normal, esta categoria também está associada à possibilidade de ocorrência dos perigos que levam aos cenários acidentais, caracterizando uma situação operacional de emergência (ABNT, 2009).

Avaliar os Riscos - O objetivo do processo de avaliação de riscos é reconhecer e compreender os fatores que podem surgir no curso das atividades e garantir que os riscos às pessoas e processos sejam avaliados, priorizados e controlados para um nível aceitável (Carvalho e Rabechini Jr., 2018). Os resultados das avaliações de riscos possibilitam a empresa comparar as opções para redução dos riscos e priorizar os recursos para uma gestão eficaz.

O detalhamento da metodologia para avaliação dos riscos da obra considera uma matriz de probabilidade/frequência e gravidade/severidade. Com base nesses valores, o risco é classificado em uma das categorias existentes. Após a classificação preliminar são avaliados os controles existentes e aplicados de acordo com os respectivos riscos, sendo esta pontuação do controle existente subtraída do valor da categoria do risco, definindo assim uma nova classificação dos riscos quanto a probabilidade/frequência e gravidade/severidade e com a relação entre eles são definidos os riscos residuais.

Para esse estudo os riscos identificados foram classificados em categorias, as quais fornecem uma indicação qualitativa do grau de risco das consequências de cada cenário identificado. Pelo cruzamento da frequência de ocorrência do perigo (probabilidade) e da severidade da consequência (gravidade) obtém-se a matriz de severidade dos riscos, conforme apresenta a Tabela 4.

Tabela 4. Matriz de severidade dos riscos

	Probabilidade		Gravidade		
	Insignificante	Considerável	Expressivo	Grave	Catastrófico
Raro	Desprezível	Desprezível	Desprezível	Tolerável	Tolerável
Improvisável	Desprezível	Tolerável	Tolerável	Moderado	Sério
Ocasional	Desprezível	Tolerável	Moderado	Sério	Crítico
Potencial	Tolerável	Moderado	Sério	Crítico	Inadmissível
Quase Certo	Tolerável	Sério	Crítico	Inadmissível	Inadmissível

Fonte: Baseado em PMI (2017)

A categoria do risco [CR], deve-se basear para priorização das ações de controle visando a gestão dos riscos identificados. Cada categoria de risco teve um valor que varia de um, para o caso mais ameno, e até cinco, para o caso mais grave, conforme Tabela 5.

Tabela 5. Categoria dos Riscos [CR]

Sigla	Categoria
-------	-----------

20 a 25	Inadmissível
15 a 16	Crítico
10 a 12	Sério
8 a 9	Moderado
4 a 6	Tolerável
1 a 3	Desprezível

Fonte: Dados originais da pesquisa

Após isso, cruzando as informações obtém-se matriz de categoria de risco exposta na Tabela 6.

Tabela 6. Matriz de categoria de risco

Probabilidade ocorrência	Severidade dos danos				
	1 Insignificante	2 Considerável	3 Expressivo	4 Grave	5 Catastrófico
1 – raro	Cr = 1 Desprezível	Cr = 2 Desprezível	Cr = 3 Desprezível	Cr = 4 Tolerável	Cr = 5 Tolerável
2 – improvável	Cr = 2 Desprezível	Cr = 4 Tolerável	Cr = 6 Tolerável	Cr = 8 Moderado	Cr = 10 Sério
3 - ocasional	Cr = 3 Desprezível	Cr = 6 Tolerável	Cr = 9 Moderado	Cr = 12 Sério	Cr = 15 Crítico
4 - potencial	Cr = 4 Tolerável	Cr = 8 Moderado	Cr = 12 Sério	Cr = 16 Crítico	Cr = 20 Inadmissível
5 – quase certo	Cr = 5 Tolerável	Cr = 10 Sério	Cr = 15 Crítico	Cr = 20 Inadmissível	Cr = 25 Inadmissível

Fonte: Baseado em PMI (2017).

Tratamento dos Riscos - Depois de identificado e analisado no que concerne a criticidade e a probabilidade de ocorrência e ainda o impacto dos riscos nos objetivos do projeto, foi possível construir o plano de ação em relação a esses riscos. Como principal estratégias de resposta aos riscos do projeto, busca-se reduzir o impacto de um risco negativo e/ou

sua probabilidade de ocorrência (Carvalho e Rabechini Jr., 2018), correlacionando sua severidade dentro do contexto do projeto, onde o plano de ação deve ser consensual com todas as partes envolvidas e sob a responsabilidade de uma única pessoa (PMI, 2017). É preciso ainda escolher a resposta que melhor se adapta ao risco dentre várias opções, onde a eficácia das respostas adotadas determinará se o risco aumenta ou diminui ao decorrer do projeto (Carvalho e Rabechini Jr., 2018).

O estabelecimento das medidas de classificação do tratamento quanto a contenção de riscos negativos, leva-se em consideração a sua severidade e o impacto causado nos objetivos do projeto como mostra a Tabela 7.

Tabela 7. Classificação do tratamento quanto a contenções de riscos negativos

Risco	Ação de acordo com a classificação do tratamento quanto a contenção dos riscos	
	(continua)	
Tolerável	É obrigatório o estabelecimento de, no mínimo, controles que contribuam para manter os riscos em níveis aceitáveis (ex.: procedimentos específicos, plano de resposta a emergências etc.). O monitoramento é necessário para assegurar que os controles sejam mantidos.	
Moderado	Devem ser feitos esforços para reduzir o risco, mas os recursos de prevenção devem ser cuidadosamente medidos e limitados. Devem ser avaliadas as medidas de controles existentes e ser aplicadas medidas de controle adicionais, se necessário, para prevenir a ocorrência, controlar os riscos e mitigar os impactos.	
Sério	Devem ser utilizados métodos alternativos para reduzir a probabilidade de ocorrência e, adicionalmente, as consequências, visando trazer os riscos para regiões de menor magnitude de riscos.	
	Recursos consideráveis podem ter que ser alocados para reduzir o risco. Se o risco envolve trabalho em desenvolvimento, deve ser tomada uma ação urgente.	

Crítico	Deve-se considerar que os controles existentes são insuficientes. As atividades e operações em andamento, onde as medidas de controle adotadas sejam consideradas insuficientes para o controle adequado, devem ter suas atividades interrompidas imediatamente.
	O trabalho não deve ser iniciado ou continuado até que o risco tenha sido reduzido a níveis aceitáveis. Se não é possível reduzir o risco, mesmo com recursos ilimitados, o trabalho tem que permanecer proibido.

Tabela 7. Classificação do tratamento quanto a contenções de riscos negativos

(conclusão)	
Risco	Ação de acordo com a classificação do tratamento quanto a contenção dos riscos
Inadmissível	Em situações de riscos de vida e de segurança patrimonial: Paralisação imediata das atividades.
	Em situações de riscos associados à gestão: Definição de estratégia e realização de ações de controle efetivo do risco.

Fonte: Baseado em PMI (2017)

Os controles são as sistemáticas adotadas para verificar se há a necessidade de elaboração de um plano de ação mais rígido ou mais brando, dentre outras práticas, foram analisados controles operacionais tais como instruções de serviços, procedimentos de gestão, treinamentos, equipamentos de proteção coletiva, e, com base nesse contexto, foram elaboradas as considerações para contenções de riscos negativos conforme Tabela 8.

Tabela 8. Considerações para contenções de riscos negativos

Tipo	Contenção
Eliminar	A eliminação de riscos tem como objetivo remover totalmente a causa raiz do risco, levando a probabilidade de ocorrência deste risco para zero.
Transferir	A transferência de riscos significa que a responsabilidade pelo impacto de um risco negativo é transferida para um terceiro,

	juntamente com a responsabilidade da resposta. Ressalta-se que a probabilidade de ocorrência do risco permanece, assim como o seu impacto potencial, porém o ônus decorrente da materialização do risco é transferido à outra parte.
Mitigar	A mitigação do risco visa à redução da probabilidade e/ou do impacto de um risco negativo a um novo valor esperado que seja aceitável. Quando não for possível reduzir a probabilidade, a equipe deve se concentrar na redução do impacto.

Aceitar	Quando a probabilidade e o impacto de determinado risco são baixos ou muito baixos, o risco pode ser considerado aceitável. A aceitação do risco não altera a probabilidade nem o impacto do risco e não implica em custos imediatos. A aceitação não requer nenhuma ação a não ser documentar a estratégia e lidar com o risco reativamente, ou seja, quando ele ocorrer.
---------	--

Fonte: Baseado em PMI (2017)

Após a classificação definida devem ser analisados os controles existentes para mitigar os riscos, considerando os critérios definidos no quadro de controle exposto na Tabela 9, nas quais esses critérios estabelecem uma pontuação utilizada para amenização da categoria de risco.

Então, a classificação final da categoria do risco [CR] foi realizada após a aplicação dos controles existentes, para tanto é subtraído do valor da CR, o valor da pontuação do controle existente, conforme ilustra Tabela 9.

Tabela 9. Critérios de Controle de Riscos

Critério	Pontuação
Não há práticas consolidadas para prevenção ao risco.	0
Práticas que permitem a execução sem a minimização do risco, conforme hierarquia dos controles (uso de medidas administrativas: contenções, treinamentos, EPI (equipamento de proteção individual), EPC (equipamento de proteção coletiva), etc.).	1

Práticas que minimizam o risco da exposição, conforme a hierarquia dos controles (controles de engenharia, substituição fonte geradora do risco).	2
Práticas definidas com o gerenciamento das ações (eliminação dos riscos ou quantificação dos agentes ambientais, planos e programas específicos, realização de inspeção em campo, análise dos apontamentos e redução dos mesmos).	3
Reavaliar, de imediato, rotinas e controles existentes, implementar o Plano de Ação de Emergência - PAE	4
Rotinas, práticas e controles não foram efetivos. Implementar o Plano de Ação à Emergência - PAE	5

Fonte: Dados originais da pesquisa

Monitoramento dos Riscos - O processo final da gestão de risco tem como objetivo acompanhar e verificar quanto aos riscos e sua evolução ao longo do ciclo de vida do projeto (PMI, 2017). Esse processo é iterativo, o que significa que os riscos já identificados podem retornar várias vezes e novos riscos aparecem e precisam ser analisados, e estratégias de resposta devem ser desenvolvidas.

O processo de monitoramento também analisa e verifica a execução dos planos de resposta desenvolvidos aos riscos identificados, avaliando sua eficácia (Carvalho e Rabechini Jr., 2018).

Para esse trabalho especificamente o monitoramento e controle dos riscos existentes se deu pelo monitoramento dos riscos residuais de acordo com sua categoria de probabilidade e impacto, bem como sua criticidade, e ainda o monitoramento de novos riscos que eventualmente pudessem aparecer.

3 ESTUDO DE CASO

Esse estudo considerou as informações disponibilizadas pela empresa referente a análise de gestão de riscos feita para o devido embasamento para a tomada de decisão e assim enfatizar a viabilidade econômica do projeto.

A partir das reuniões de “brainstorming” com equipe técnica, elaborou-se uma matriz SWOT adaptada, apresentando apenas fatores negativos, esse fato já foi uma tomada de decisão e esse fato impacta diretamente a obra como um todo. Os riscos foram subdivididos entre riscos gerenciais e operacionais, externos e internos, apresentada na Tabela 10, na qual

serviu não só apenas para verificação da situação do projeto, mas também como base para identificação dos riscos e atribuição dos valores aos mesmos.

Tabela 10. Matriz SWOT obtida

		Fatores negativos	
		Riscos Externos	Riscos Internos
Riscos gerenciais		Instabilidade do ramo da construção civil	Processos
		Mercado financeiro	Reputação e relacionamento
		Legislação Constantes mudanças Economia	Documentação técnica
Riscos operacionais		Cronograma	Financeiros
		Tecnologia	Aspecto técnicos Mão de obra Execução e operação Aspectos Ambientais

Fonte: Resultados originais da pesquisa

Ao analisar os riscos no contexto do projeto, foi possível identificar vários fatores negativos tanto em aspectos internos quanto externos. A equipe especializada destacou, de forma significativa, os riscos externos, especialmente os derivados da crise econômica provocada pela pandemia de COVID-19. A identificação dessas ameaças revelou que o projeto estava exposto a diversos desafios, tanto internos quanto externos. De acordo com Napolitano e Rabechini Jr. (2015), o reconhecimento dos riscos tem um impacto direto nas decisões estratégicas do projeto, pois fornece uma base sólida de informações que melhora a compreensão geral do projeto. Isso permite que os stakeholders tomem decisões mais informadas e eficazes, equilibrando as implicações sobre custos, qualidade e cronograma.

4 ANÁLISE

A partir dos fatores negativos abordados, foram identificados 47 riscos, apresentados no apêndice 01 e apêndice 02. Para iniciar o processo de classificação foram estabelecidas as prioridades dos 47 riscos identificados, conforme ilustra a Figura 2, essa ação

embasou a tomada de decisão quanto alocação de recursos importantes para o projeto.

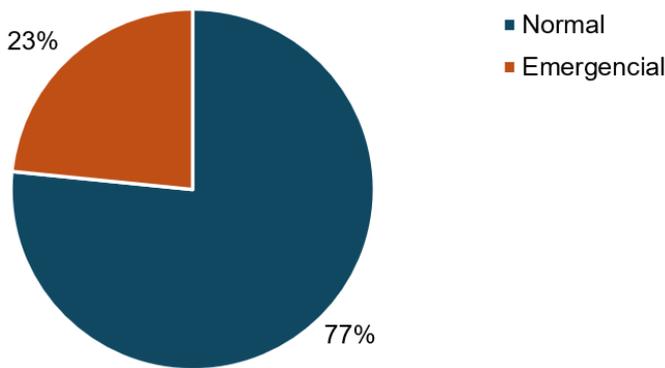


Figura 2. Priorização dos riscos.

Percebe-se que como esperado a maioria dos riscos identificados foram de priorização normal, visto que 36 dos 47 foram alocados nessa classificação, representando 77%. Porém os riscos identificados como emergenciais demandam de maior atenção por parte da equipe responsável, esses são 11 dos 47, representando 23%.

A partir de reuniões iterativas com a equipe especializada, os riscos foram classificados de acordo com sua gravidade e probabilidade, conforme ilustram as Figuras 3 e 4, respectivamente.

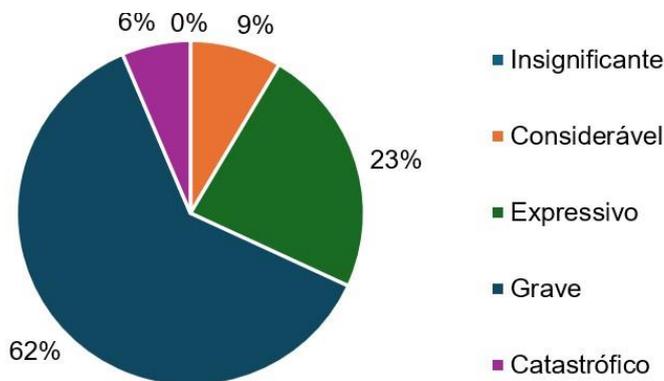


Figura 3. Gravidade.

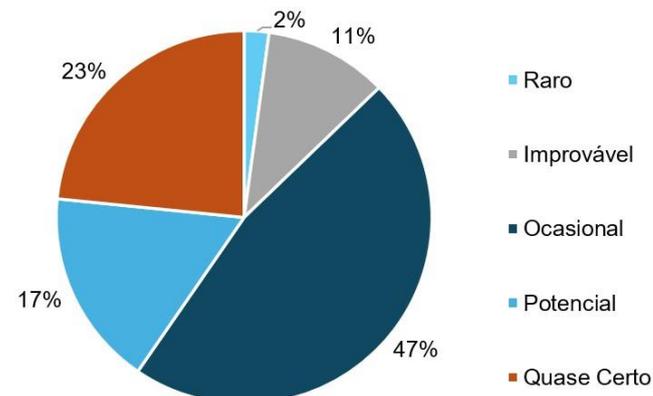


Figura 4. Probabilidade.

Ao examinar as Figuras 3 e 4, percebe-se que a classificação dos riscos em termos de gravidade e probabilidade coloca o projeto em um cenário desafiador. A maioria dos riscos, no que se refere à gravidade, é classificada como grave, representando 62% do total. Quanto à probabilidade de ocorrência, observa-se que, apesar de quase metade dos riscos (47%) serem classificados como ocasionais, o cenário ainda é preocupante, pois 40% dos riscos estão classificados como de ocorrência potencial ou quase certa, o que implica um risco considerável para a equipe de projeto.

Essa análise, ao priorizar os riscos com base na sua gravidade e impacto potencial no projeto, reforça a ideia proposta por Napolitano e Rabechini Jr. (2015), de que a qualidade das decisões do projeto depende diretamente da identificação e compreensão dos riscos. Quanto mais detalhadas e precisas forem as informações sobre esses riscos, mais estruturadas e assertivas se tornam as decisões estratégicas, impactando positivamente a gestão de custos, qualidade e cronograma. Com as informações de gravidade e probabilidade combinadas, é possível classificar os riscos de maneira mais precisa, como ilustrado na Figura 5, o que contribui para um gerenciamento mais eficaz e fundamentado.

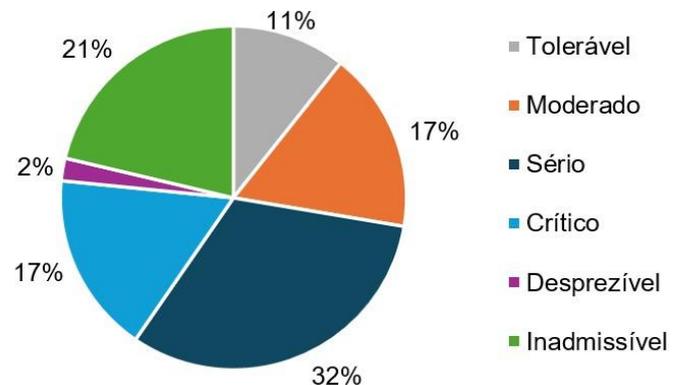


Figura 5. Grau dos riscos.

De acordo com a análise dos gráficos de gravidade e probabilidade, observa-se que o projeto enfrenta um cenário desfavorável, com a maioria dos riscos classificados como sérios (32%), o que já sugere uma situação crítica. No entanto, ao somar os riscos críticos e inadmissíveis, que representam 38%, o cenário se torna ainda mais desafiador. Sem uma gestão de riscos adequada, o projeto estaria exposto a várias ameaças com grandes impactos no cronograma e na qualidade, o que, por sua vez, afetaria diretamente os custos.

Com as informações consolidadas sobre a probabilidade, gravidade e grau dos riscos, torna-se possível tomar decisões mais embasadas, considerando critérios como custo, qualidade e cronograma. A partir dessa análise, as respostas aos riscos podem ser definidas, levando em conta os controles existentes ou a necessidade de criar novos controles. Dependendo da avaliação da probabilidade de ocorrência e da gravidade dos riscos, é possível optar por estratégias de mitigação, eliminação ou até mesmo aceitação dos riscos, como ilustrado na Figura 6. Esse processo de decisão impacta diretamente o equilíbrio entre custos, qualidade e prazo do projeto, sendo essencial para garantir o sucesso do planejamento e a sustentabilidade da execução.

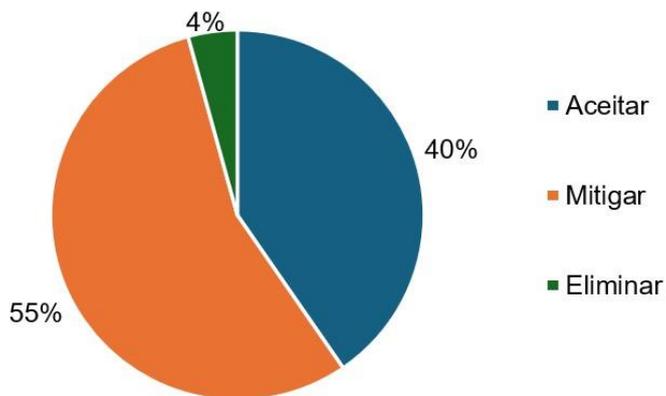


Figura 6. Estratégia de resposta aos riscos.

A partir da estratégia definida por meio de reuniões iterativas com a equipe especializada, constatou-se que a maioria dos riscos recebeu respostas focadas na mitigação de seus efeitos, seja em relação à probabilidade de ocorrência ou à gravidade, o que corresponde a 55% do total de riscos. Somando-se os 4% destinados à eliminação dos riscos, chega-se a 59%, representando a maior parte da abordagem adotada, em contraste com os 40% destinados à aceitação dos riscos.

Após a conclusão dessa fase, os resultados foram apresentados aos diretores da empresa, e foi notada a valorização do processo de gerenciamento de riscos, o que proporcionou à equipe de gestão de projetos maior segurança em relação ao progresso do projeto. Além disso, com as informações obtidas, a tomada de decisão tornou-se mais assertiva, impactando diretamente no controle do cronograma, custos e qualidade do projeto. Após a implementação das estratégias de resposta, foi realizada uma nova avaliação dos riscos, considerando sua gravidade e probabilidade de ocorrência, como ilustrado nas Figuras 7 e 8.

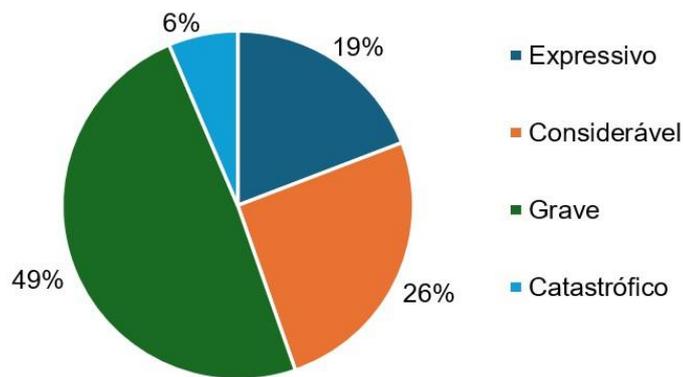


Figura 7. Gravidade após implementação das respostas aos riscos.

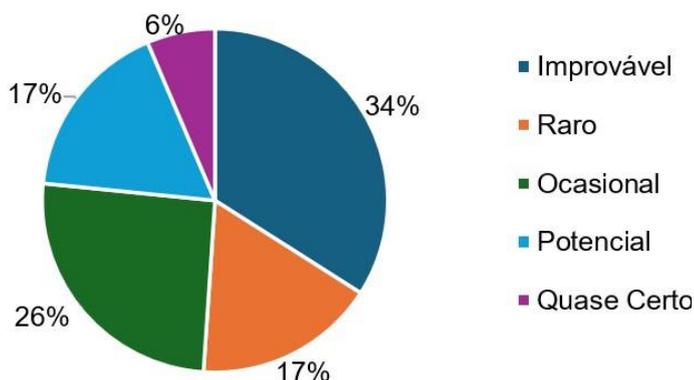


Figura 8. Probabilidade após implementação das respostas aos riscos.

Como era esperado, a implementação das respostas aos riscos resultou em uma melhoria significativa na classificação destes. Em relação à gravidade, a maioria dos riscos ainda foi classificada como grave, porém com uma redução na porcentagem, passando de 62% para 49%. Além disso, os riscos classificados como expressivos também apresentaram uma diminuição na escala, passando de 23% para 19%.

Quanto à probabilidade de ocorrência, observou-se uma melhora considerável. Após as respostas aos riscos, 34% dos riscos foram classificados como improváveis, um aumento em comparação aos 11% registrados antes da implementação. Além disso, os riscos classificados como ocasionais sofreram uma redução significativa, de 47% para 26%.

Com base nas informações sobre gravidade e probabilidade após a implementação das respostas aos riscos, foi possível definir os riscos residuais, como ilustrado na Figura 9. Essa etapa representou uma inovação no gerenciamento de riscos dentro da empresa, uma vez que o monitoramento e controle pós-implementação das respostas aos riscos não eram realizados, nem é uma prática comum no mercado, em empresas do mesmo setor. Esse processo trouxe maior robustez à tomada de decisões, pois permitiu o ajuste contínuo das estratégias, impactando

diretamente nos aspectos de custo, qualidade e cronograma do projeto.

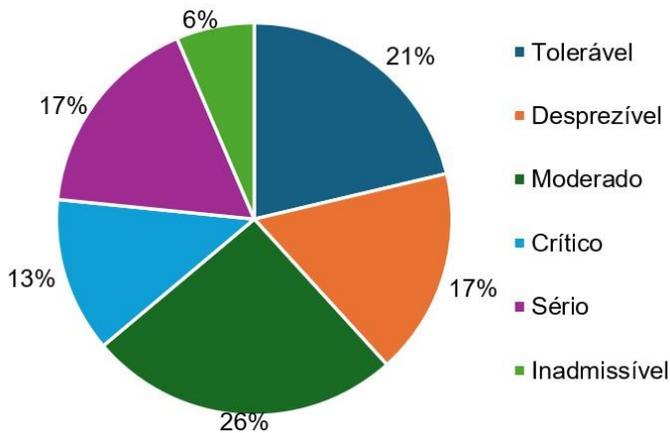


Figura 9. Riscos residuais

A análise dos riscos residuais indicou uma melhoria significativa no cenário do projeto, o que, por sua vez, aumenta a confiança dos investidores e aprimora a previsibilidade dos potenciais ocorrências e suas consequências para a equipe de projeto, conforme destacado por Napolitano e Rabechini Jr. (2015). Esse avanço facilita a tomada de decisões, pois oferece uma visão mais clara e fundamentada das variáveis envolvidas.

Embora a soma dos riscos classificados como moderados, desprezíveis e toleráveis represente 64%, ou seja, a maior parte, os riscos classificados como críticos, sérios e inadmissíveis exigem atenção contínua. Esses riscos devem ser monitorados e controlados de forma constante, pois, devido à sua gravidade, podem impactar diretamente os objetivos do projeto, afetando o cronograma, a qualidade e os custos. O acompanhamento rigoroso desses riscos é essencial para garantir a segurança e o sucesso do projeto a longo prazo.

5 CONCLUSÃO

Este estudo proporcionou a realização de uma análise teórica e a aplicação prática de técnicas de gerenciamento de riscos em um projeto de infraestrutura, caracterizado por riscos internos, externos, operacionais e gerenciais. Os resultados obtidos, juntamente com os gráficos e discussões apresentados, evidenciaram que a adoção de estratégias para respostas aos riscos, desenvolvidas principalmente por meio de reuniões iterativas, foi fundamental para apoiar a tomada de decisão de forma mais assertiva e informada. O detalhamento minucioso dos riscos, suas probabilidades, gravidades, níveis, respostas propostas e os riscos residuais identificados forneceu uma base sólida para

que gestores avaliassem alternativas, priorizassem ações e ajustassem o projeto com maior segurança.

A gestão de riscos mostrou-se essencial para alinhar o custo, a qualidade e o cronograma do projeto, elementos cruciais para o sucesso de qualquer empreendimento e para a atualização dos documentos do projeto através da tomada de decisão pós análise de riscos e do processo de “gestão integrada de mudanças”. A análise de riscos permitiu identificar possíveis impactos financeiros, prever atrasos e proteger a qualidade das entregas ao antecipar fatores que poderiam comprometer o desempenho técnico ou operacional. Além disso, o conhecimento prévio sobre os riscos e suas influências possibilitou decisões mais ágeis e eficazes para minimizar prejuízos, controlar desvios e realocar recursos de forma estratégica.

Conclui-se que a gestão de riscos é indispensável em projetos que enfrentam cenários desafiadores e incertos, garantindo que decisões sejam tomadas com embasamento técnico, visando otimizar os resultados globais. A elaboração de estratégias de respostas aos riscos contribuiu significativamente para a melhoria dos processos e proporcionou maior previsibilidade e segurança ao projeto. Contudo, a necessidade de monitoramento rigoroso permanece, especialmente para os riscos classificados como críticos, sérios ou inadmissíveis, pois decisões mal fundamentadas podem gerar custos adicionais, comprometer a qualidade e inviabilizar a entrega no prazo estipulado.

Além disso, este trabalho introduziu uma metodologia inovadora para gerenciamento de riscos no setor de construção de infraestrutura, com ênfase na gestão de riscos residuais, simplificando o controle por equipes especializadas. A abordagem adotada fortaleceu a capacidade de análise dos gestores, que passaram a tomar decisões com maior clareza sobre os trade-offs entre custo, qualidade e cronograma.

Como recomendações para estudos futuros, sugere-se investigar o monitoramento e o controle dos riscos residuais após a finalização do projeto, além de explorar as oportunidades (riscos positivos) e como elas podem impactar positivamente o desempenho do projeto, contribuindo ainda mais para a eficácia da tomada de decisão.

6 REFERÊNCIAS

Oliveira, O. B. P. S. *Gestão de Risco como ferramenta para tomada de decisão*. Trabalho de conclusão de curso Tecnólogo em Processos Gerenciais, Centro

Universitário Brasileiro – UNIBRA. Recife, 2022, 44p.

Pereira M.A.A.2019. Gerenciamento de riscos em unidade de tratamento e gerenciamento desativada. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

Napolitano, D.M.R; Rabechini Jr., R. 2015. O processo de identificação de riscos e sua influência nas decisões em projetos. Revista Gestão & Tecnologia, 15: 55-77.

PMI - Project Management Institute (2017), PMBOK - Project Management Body of Knowledge. 6ª. ed. Pennsylvania, USA, 2017, 755p.

Carvalho, M. M.; Rabechini Jr., R. 2018. Fundamentos em gestão de projetos: construindo competências para gerenciar projetos. 5ed. Atlas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Turrioni, J.; Mello, C.H. 2012. Metodologia de pesquisa em engenharia de produção estratégias, métodos e técnicas para condução de pesquisas quantitativas e qualitativas. Monografia. Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, MG, Brasil.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Norma nº 8950: Indústria da construção. Rio de Janeiro, 1985, 6p.

Davis, M. M.; Aquilano, N. J.; Chase R. B. Fundamentos da Administração da Produção. 3ª. ed. Porto Alegre, Bookman, 2001, 598p.

Mattos, A. D. Planejamento e Controle de Obras. São Paulo, PINI, 2010, 420p.

CARVALHO, M. M., RABECHINI Jr. R. Construindo Competências para Gerenciar Projetos – Teoria e Casos. São Paulo. Atlas, 2006. 317p.

Halpin, D. W.; Woodhead, R. W. Administração da Construção Civil. 2ª. ed. Tradução: Orlando C. Longo, Vicente C. M. de Souza. Rio de Janeiro. LTC, 2004, 347p.

Apêndice 1. Matriz de identificação e seleção dos riscos

(continua)

Cód	Natureza do risco	Fator do risco	Agente	Aspecto do risco	Situações em que o aspecto ocorre ou pode ocorrer?	Consequências
1	Gerencial	Externos	Subcontratados fornecedores	Indisponibilidade no mercado	Na contratação de insumos, equipamentos ou prestadores de serviços	Atraso na sequência executiva do empreendimento.
2	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Falta de competitividade pelo fornecedor	Na contratação de insumos, equipamentos ou prestadores de serviços	Aumento no custo inicial do empreendimento.
3	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Não atendimento aos critérios técnicos contratados	Na contratação de insumos, equipamentos ou prestadores de serviços	Atraso na sequência executiva do empreendimento e/ou aumento no custo inicial do empreendimento.
4	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Não cumprimento contratual	Na entrega dos insumos e nas atividades subcontratadas	Atraso na sequência executiva do empreendimento.
5	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Falência do subcontratado/fornecedor	Nas prestações de serviços e/ou nos fornecedores de insumos	Atraso na sequência executiva do empreendimento e/ou aumento no custo inicial do empreendimento.
6	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Paralisação das atividades por falta de insumos e/ou por subcontratadas	Na entrega dos insumos e nas atividades subcontratadas	Atraso na sequência executiva do empreendimento.
7	Gerencial	Externos	Regulamentos e legislações	Alteração da legislação vigente	Durante o período vigente do contrato	Aumento no custo inicial do empreendimento. Atraso na sequência executiva do empreendimento.
8	Gerencial	Externos	Mercado financeiro	Aumento nos custos iniciais do empreendimento	Instabilidade econômica do país durante o período vigente do contrato	Aumento no custo previsto do empreendimento.
9	Operacional	Externos	Cliente	Incompatibilidade entre os documentos técnicos recebidos	Durante o período vigente do contrato	Indução ao erro durante a execução. Paralisação dos serviços. Atraso na sequência executiva do empreendimento. Revisão do projeto.
10	Gerencial	Externos	Cliente	Atraso na liberação das frentes de serviço	Em projetos que dependem de desvios de trâfegos, remoções de interferências de terceiros e condicionantes	Atraso na sequência executiva do empreendimento e/ou aumento no custo previsto do empreendimento.
11	Gerencial	Externos	Cliente	Atraso na liberação das frentes de serviço	Atraso e/ou não liberação de frentes para trabalhos	Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
12	Gerencial	Externos	Cliente	Atraso de pagamento	Durante o período vigente do contrato	Desequilíbrio do fluxo financeiro Planejado. Paralisação do projeto. Atraso na sequência executiva do empreendimento e/ou aumento no custo do empreendimento. Dificuldade para a devolução do adiantamento de preço.
13	Gerencial	Internos	Complexidade e interfaces	Erro no processo executivo	Na execução das frentes de serviços	Atraso na sequência executiva do empreendimento.
14	Operacional	Externos	Cliente	Erro de projeto	Durante o período vigente do contrato	Atraso na sequência executiva do empreendimento e/ou aumento no custo do empreendimento.

Apêndice 1. Matriz de identificação e seleção dos riscos

(continuação)

Cód	Natureza do risco	Fator do risco	Agente	Aspecto do risco	Situações em que o aspecto ocorre ou pode ocorrer?	Consequências
15	Gerencial	Internos	Qualidade	Produto com baixo desempenho	Durante o período vigente do contrato	Atraso na sequência executiva do empreendimento e retrabalho.
16	Gerencial	Internos	Qualidade	Material fornecido pelo cliente em condições inadequadas	Durante o período vigente do contrato	Atraso na sequência executiva do empreendimento e retrabalho.
17	Operacional	Internos	Recursos	Acidente grave com mão de obra e/ou equipamentos	Nas atividades executivas	Atraso na sequência executiva do empreendimento. Penalidades trabalhistas.
18	Operacional	Internos	Impacto social e ambiental	Perturbação ambiental nos entornos	Nos desvios de tráfego e nas atividades	Reclamações da vizinhança;
19	Operacional	Internos	Impacto social e ambiental	Incidente ambiental	Nas atividades executivas	Restrição de atividades.
20	Operacional	Internos	Operacional	Problemas executivos e Operacionais dos poços de rebaixamento do lençol freático	No processo de perfuração e na operação dos poços.	Atraso na sequência executiva do empreendimento.
21	Operacional	Internos	Operacional	Colapso de poços e túneis	Durante as atividades de escavação	Atraso na sequência executiva. Aumento do riscos de rupturas localizadas durante o processo de escavação. Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais. Paralisação de via pública. Acidente com colaboradores e/ou terceiros.
22	Operacional	Internos	Operacional	Recalque e deformações além do nível de alerta	Durante a vigência do contrato	Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
23	Operacional	Internos	Operacional	Constatação de fluxo de água em excesso na frente de escavação	Durante as atividades de escavação	Impossibilidade de escavação. Recalque, carreamento do solo. Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
24	Operacional	Internos	Operacional	Aparecimento de trincas no núcleo central do túnel	Durante as atividades de escavação	Impossibilidade de escavação. Recalque. Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
25	Operacional	Internos	Operacional	Aparecimento de trincas no revestimento primário	Durante as atividades de escavação	Impossibilidade de escavação. Recalque. Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
26	Operacional	Internos	Operacional	Queda de pórtico e grua	Durante a vigência do contrato	Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
27	Operacional	Internos	Operacional	Queda de guindaste	Durante a vigência do contrato	Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais. Paralisação de via pública. Acidente com colaboradores e/ou terceiros. Perda material.
28	Operacional	Internos	Operacional	Incidente na via permanente	Durante as atividades com a interface na via permanente	Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais. Paralisação de via pública. Acidente com colaboradores e/ou terceiros. Perda material.
29	Gerencial	Internos	Operacional	Situação dos serviços executados pelos contratados anteriores que são identificáveis visualmente	Durante o período vigente do contrato	Paralisação da operação. Transtorno aos usuários.

Apêndice 1. Matriz de identificação e seleção dos riscos

(continuação)

Cód	Natureza do risco	Fator do risco	Agente	Aspecto do risco	Situações em que o aspecto ocorre ou pode ocorrer?	Consequências
30	Gerencial	Internos	Operacional	Situação dos serviços executados pelos contratados anteriores não identificados visualmente	Durante o período vigente do contrato	Retrabalhos, interrupções dos serviços, descontinuidade dos serviços, não cumprimento de datas marco.
31	Operacional	Internos	Operacional	Falta de definição dos níveis de alerta do sistema de instrumentação	Durante as atividades de rebaixamento e escavação de poços e túneis	Retrabalhos, interrupções dos serviços, descontinuidade dos serviços, não cumprimento de datas marco.
32	Gerencial	Externos	Cliente	Falta de projetos para a execução das obras do contrato	Durante o período vigente do contrato	Impossibilidade de tomada de ações mitigadoras.
33	Gerencial	Externos	Cliente	Falta de definição e detalhes do projeto da travessia dos túneis no córrego	Incompatibilidade entre o projeto de intervenção no córrego e o relatório técnico de estudo geofísico através da técnica Sísmica - método down hole (dh)	Falha no acionamento do plano de emergência durante uma ocorrência.
34	Operacional	Externos	Cliente	Sistema de instrumentação incompleto	Durante a execução dos túneis	Paralisação das atividades. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
35	Gerencial	Externos	Cliente	Morosidade na conclusão do pagamento tempestivo de preços novos	Durante o período vigente do contrato	Paralisação dos serviços. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
36	Gerencial	Externos	Cliente	Falta de disponibilização de documentos no sistema construtivo	Durante o período vigente do contrato	Atraso para obtenção de outorga, se necessária. Paralisação dos serviços. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
37	Gerencial	Externos	Cliente	Falta de cronograma	Durante o período vigente do contrato	Paralisação dos serviços. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
38	Operacional	Externos	Cliente	Execução de serviços novos além do limite contratual de 25%	Durante o período vigente do contrato	Desequilíbrio do fluxo financeiro planejado. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais. Paralisação de frentes de serviço.
39	Gerencial	Externos	Cliente	Alteração/revisão de projetos sem a devida art	Durante o período vigente do contrato	Perda da rastreabilidade dos documentos executivos. Indução ao erro durante a execução. Atraso nas definições de planejamento da obra.
40	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Fornecedor especializado / exclusivo	Na entrega dos insumos e nas atividades subcontratadas	Impossibilidade de acompanhamento das atividades previstas x executadas. Não atendimento aos marcos contratuais.
41	Gerencial	Internos	Operacional	Falta de fechamento da poligonal principal e recalques dos pinos gerando erros na execução dos túneis	Até a liberação do fechamento da poligonal / durante a execução das estruturas	Não conclusão do escopo contratual.
42	Gerencial	Externos	Cliente	Atraso na liberação de áreas por terceiros / sistemas / contratados do cliente para execução das obras	Durante o período de convivência entre contratado e terceiros / sistemas / contratados do cliente	Paralisação dos serviços. Atraso no cronograma e não atendimento aos marcos contratuais.
43	Operacional	Internos	Operacional	Indefinição quanto aos procedimentos para destinação de solo com potencial de contaminação	Durante as atividades de escavação	Atraso na sequência executiva do empreendimento.
44	Gerencial	Externos	Cliente	Incompatibilidade, erro e omissão no projeto	Durante a execução da estação	Atraso na entregas das obras, retrabalhos. Aumento do dimensionamento do retrabalho.

Apêndice 1. Matriz de identificação e seleção dos riscos

(conclusão)

Cód	Natureza do risco	Fator do risco	Agente	Aspecto do risco	Situações em que o aspecto ocorre ou pode ocorrer?	Consequências
45	Operacional	Externos	Cliente	Ausência de equipe especializada para apoio de trânsito	Durante a vigência do contrato	Atraso no cronograma, conclusão e entrega das unidades construtivas
46	Gerencial	Externos	Subcontratados e fornecedores	Eventos de força maior, como por exemplo sabotagem, revolta, tumulto, distúrbio, golpe ou greve por pessoal Alheio ao pessoal do	Durante a vigência do contrato	Paralisação de frentes de serviço. Atrasos na entrega das obras. Risco de acionamento criminal dos envolvidos.
47	Gerencial	Externos	Cliente	Prorrogação de prazo contratual para mera manutenção de prazo de vigência, sem pagamento do Reajuste anual dos itens de	Durante a vigência do contrato	Indução ao erro durante a execução. Paralisação dos serviços. Atraso na sequência executiva do empreendimento. Revisão do projeto.

Fonte: Resultados originais da Pesquisa

Apêndice 2. Matriz de análise e respostas aos riscos

(continua)

Cód	Situação	Gravidade	Probabilidade	Grau do risco	Estratégia de resposta ao risco	Controles existentes	Gravidade	Probabilidade	Risco residual
1	Normal	Considerável	Ocasional	Tolerável	Aceitar	Cadastro de fornecedores.	Expressivo	Improvável	Tolerável
2	Normal	Considerável	Ocasional	Tolerável	Mitigar	Cadastro de fornecedores.	Considerável	Improvável	Desprezível
3	Normal	Grave	Improvável	Moderado	Eliminar	Avaliação de fornecedores;	Expressivo	Raro	Desprezível
4	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Mitigar	Gestão de fornecedores, inspeções periódicas.	Expressivo	Ocasional	Moderado
5	Normal	Grave	Improvável	Moderado	Mitigar	Gestão de fornecedores.	Grave	Raro	Tolerável
6	Normal	Grave	Potencial	Crítico	Mitigar	Cadastro de fornecedores;	Grave	Potencial	Crítico
7	Normal	Considerável	Ocasional	Tolerável	Aceitar	Avaliação de fornecedores.	Considerável	Raro	Desprezível
8	Normal	Considerável	Improvável	Desprezível	Aceitar	Avaliação de fornecedores;	Considerável	Raro	Desprezível
9	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Renegociações de pagamentos casados com a expectativa da adimplência do cliente	Grave	Potencial	Crítico
10	Normal	Expressivo	Potencial	Sério	Mitigar	Cobrança junto ao cliente dos recebimentos.	Considerável	Potencial	Moderado
11	Normal	Grave	Potencial	Crítico	Mitigar	Não há	Grave	Improvável	Moderado

Apêndice 2. Matriz de análise e respostas aos riscos

(continuação)

Cód	Situação	Gravidade	Probabilidade	Grau do risco	Estratégia de resposta ao risco	Controles existentes	Gravidade	Probabilidade	Risco residual
12	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Acompanhamento do cenário político e econômico através de indicadores (risco país / pib);	Grave	Potencial	Crítico
13	Normal	Expressivo	Ocasional	Moderado	Mitigar	Reajuste de contrato.	Considerável	Improvável	Desprezível
14	Normal	Grave	Potencial	Crítico	Mitigar	Utilização do sistema construtivo como único meio de disponibilização de documentos técnicos;	Considerável	Ocasional	Tolerável
15	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Eliminar	Ajustes dos processos internos para responder rapidamente as alterações recebidas;	Expressivo	Improvável	Tolerável
16	Normal	Grave	Raro	Tolerável	Aceitar	Ajustes dos processos internos para dar maior confiabilidade à execução das alterações mesmo antes da inserção das mesmas no construtivo;	Considerável	Raro	Desprezível
17	Emergencial	Grave	Ocasional	Sério	Aceitar	Análises críticas dos projetos;	Grave	Improvável	Moderado
18	Normal	Expressivo	Ocasional	Moderado	Mitigar	Notificar o cliente por e-mail solicitando a definição das soluções a serem adotadas e disponibilização dos projetos;	Considerável	Ocasional	Tolerável
19	Emergencial	Expressivo	Ocasional	Moderado	Aceitar	Submeter os assuntos não resolvidos para discussão nas reuniões de projetos.	Expressivo	Improvável	Tolerável
20	Normal	Expressivo	Improvável	Tolerável	Aceitar	Solicitação de cadastros atualizados das concessionárias;	Expressivo	Raro	Desprezível
21	Emergencial	Catastrófico	Ocasional	Crítico	Aceitar	Compatibilização entre projeto e cadastros atualizados;	Catastrófico	Improvável	Sério
22	Emergencial	Grave	Ocasional	Sério	Mitigar	Prospecções;	Expressivo	Improvável	Tolerável
23	Normal	Expressivo	Potencial	Sério	Mitigar	Tratativas com as concessionárias;	Considerável	Potencial	Moderado
24	Normal	Expressivo	Potencial	Sério	Mitigar	Solicitação de apoio do cliente para tratativas com as concessionárias quando necessário;	Considerável	Ocasional	Tolerável
25	Normal	Expressivo	Potencial	Sério	Mitigar	Atualização do projeto executivo e tratativas de aprovação do projeto revisado.	Considerável	Ocasional	Tolerável
26	Emergencial	Catastrófico	Ocasional	Crítico	Aceitar	Tratativas prévias com o cliente;	Catastrófico	Improvável	Sério
27	Emergencial	Catastrófico	Ocasional	Crítico	Aceitar	Tratativas prévias com o cliente;	Catastrófico	Improvável	Sério
28	Emergencial	Grave	Ocasional	Sério	Aceitar	Participação nas reuniões de convivência e liberação de acesso;	Grave	Raro	Tolerável
29	Normal	Expressivo	Quase certo	Crítico	Aceitar	Solicitação de apoio do cliente para a liberação de checklist, quando necessário.	Considerável	Raro	Desprezível
30	Normal	Expressivo	Ocasional	Moderado	Aceitar	Cobrança dos serviços executados e não pagos;	Expressivo	Ocasional	Moderado
31	Emergencial	Grave	Ocasional	Sério	Mitigar	Gestão do assunto com o cliente para correção da inadimplência.	Grave	Ocasional	Sério
32	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Liberação topográfica;	Grave	Potencial	Crítico
33	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Mitigar	Plano de gestão da qualidade;	Grave	Ocasional	Sério
34	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Aceitar	Instruções de trabalho;	Grave	Improvável	Moderado
35	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Verificação e fiscalização dos serviços;	Grave	Quase certo	Inadmissível

Apêndice 2. Matriz de análise e respostas aos riscos

(conclusão)

Cód	Situação	Gravidade	Probabilidade	Grau do risco	Estratégia de resposta ao risco	Controles existentes	Gravidade	Probabilidade	Risco residual
36	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Aceitar	Controle tecnológico;	Grave	Improvável	Moderado
37	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Plano de gestão ambiental e de segurança.	Grave	Quase certo	Inadmissível
38	Normal	Grave	Improvável	Moderado	Mitigar	Análises críticas dos projetos;	Grave	Improvável	Moderado
39	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Aceitar	Questionamento ao cliente;	Grave	Improvável	Moderado
40	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Mitigar	Acompanhamento da solução.	Grave	Ocasional	Sério
41	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Aceitar	Plano de gestão da qualidade;	Grave	Ocasional	Sério
42	Normal	Grave	Potencial	Crítico	Mitigar	Controle tecnológico;	Grave	Potencial	Crítico
43	Normal	Grave	Ocasional	Sério	Mitigar	Verificação dos serviços.	Grave	Ocasional	Sério
44	Normal	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Plano de gestão da qualidade;	Grave	Potencial	Crítico
45	Emergencial	Grave	Quase certo	Inadmissível	Mitigar	Validação do material pelo cliente.	Grave	Improvável	Moderado
46	Emergencial	Expressivo	Ocasional	Moderado	Aceitar	Plano de gestão de segurança e saúde do trabalho;	Expressivo	Ocasional	Moderado
47	Emergencial	Grave	Quase certo	Inadmissível	Aceitar	Análise preliminar de risco;	Grave	Quase certo	Inadmissível

Fonte: Resultados originais da Pesquisa

A methodology of risk management to urban tunnels and its application to a subway project

J. E. Alarcón G.

< Universidad de Medellín>, <Medellín>, < Colombia >; <Universidade de Brasília>, <Brasília> <Brasil>

AP de Assis

<Universidade de Brasília>, <Brasília>, <Brasil >

ABSTRACT: This paper presents a Risk Management Methodology (RMM) and its application to Line 1 of Bogotá Subway (Colombia). As a part of the methodology, a wide and general mathematical expression has been proposed to calculate the total risk expressed in monetary terms. For the application of the proposed methodology, a spatial database was constructed with geotechnical data and cadastral information of the Line 1's surroundings. Subsequently, with the collected data, a geomechanical model was generated and probability distribution functions were defined to design variables. The characterized variables were used as an input of a modified Cam-Clay Model and a Finite Element Modeling (FEM) coupled with a FOSM analysis that was carried out to calculate the probability of exceeding control levels of the design variables. Finally, by using the formulated expression, the total risk in USD/m² was calculated and the associated map of the study area was built.

1 INTRODUCTION

This paper presents a Risk Management Methodology (RMM) and its application to Line 1 of Bogotá Subway (Colombia), which is still in concept stage. The methodology incorporates the definition of the Risk Policies, the Qualitative and Quantitative Analysis of the risk and the definition of the Risk Acceptance Criteria, among others. As a part of the methodology, a wide and general mathematical expression has been proposed to calculate the total risk expressed in monetary terms.

For the application of the proposed methodology, a data compilation was carried out and a spatial database was constructed with geotechnical data and cadastral information of the surrounding urban area of the Line 1 of Bogotá subway. Subsequently, with the collected data, a geomechanical model was generated and probability distribution functions were defined to design variables.

The characterized variables were used as an input of a modified Cam-Clay Model and a Finite Element Modeling (FEM) coupled with a First Order Second Moment (FOSM) analysis that was carried out to calculate the probability of exceeding control levels of the design variables.

The FEM analysis was carried out in a total of 433 runs in order to both accomplish the FOSM analysis and cover a selected pilot segment of 4,1 km of the total length of the Bogotá Subway, Line 1. Finally, by using the formulated expression, the total risk in USD/m² was calculated and the associated map of the study area was built.

2 RISK MANAGEMENT METHODOLOGY (RMM)

Risk Management (RM) is a stochastic design methodology with an associated set of processes which are complementary to the standard design processes. This additional processes are established

in order to: define the risk policy, , the Risk analysis, the transference mechanism of the risks, and to take control measures and supervision of the risks. The procedures and components associated will be expanded in this section.

The RMM embraces all stages of a civil project and Figure 1 shows those stages and its relationship.

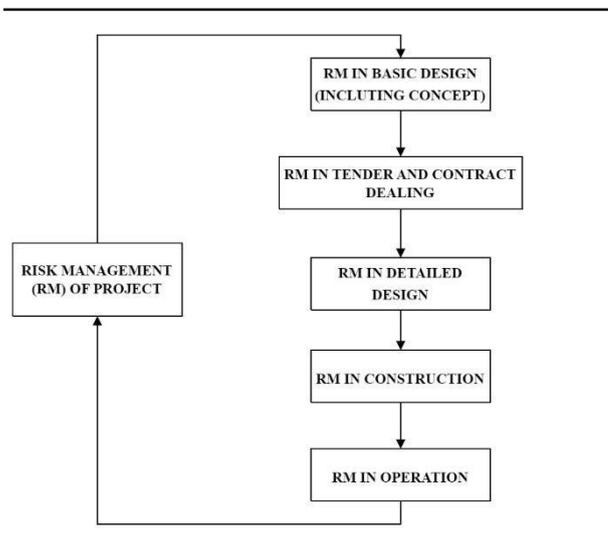


Figure 1 Stages of Risk Management in a tunnel

In Figure 2, it is assumed that conceptualization is a part of the basic design, encompassing all stages before tendering. The tender processes can change the position and take place after the detailed design, depending on local tendencies and policies, without affecting substantially the forward discussion.

This paper focuses on the basic design, but, indeed, the methodology can be applied to any design stage or design verification on construction and operation stage no matter the type of civil project. Figure 2 presents the detailed suggested methodology for a RMM in basic design stage.

In Figure 2 four main sets of activities can be seen: risk policies definition; qualitative risk analysis; quantitative risk analysis; and management of the risk.

It is important to highlight that the RM process never ends; it is present in the life span of the tunnel and requires the participation of the owner in all the stages of the project, and the designer, contractor and operator in different stages of it.

The subsequent stages shown in the fourth activity of Figure 2 may be either the tendering and contracting processes or the detailed design, depending on the general requirements of the project and its general configuration.

2.1 Dimensionality of the Risk

There are several ways to express Risk mathematically (Sturk et al., 1996; Einstein, 1996; Shahriar et al., 2008; Sousa, 2010). However, the simplest way to express Risk is given by:

$$R=P[H].C \quad (1)$$

Where, R is the Risk, P(H) is the probability of occurrence of the hazard H, and C is the consequence of such occurrences.

Risk Management (RM) is a part of a set of processes named infrastructure management, which belongs to a wider process named territory management. To simplify the decision-making process of territory managers, risk must be expressed in monetary terms as suggested by O'Reilly & Stovin (1996) and Eskesen et al. (2004).

By analyzing Equation 1 and given the dimensionless condition of its first component (P[H]), it is necessary to express the consequence (C) in monetary terms in order to express risk in the same way.

Expressing risk in monetary terms represents a big challenge to risk management's specialists because it implies the attribution of costs, for example, to the indemnification for the loss of human life or other social consequences in which quantifications may be quite difficult and uncommon. Nevertheless, monetary expression of the risk is necessary and investigation and academic debate must be oriented in this regard.

2.2 Acceptability, Residual Value and Risk Mitigation

A context without any kind of risk does not exist. The risk that the project owner is prepared to assume is named Admissible Risk (AR) and it must be defined by the owner by a cost-profit analysis between cost of the mitigation and profits associated with the reduction of the risk.

Nevertheless, some kinds of risks as social and political risks must be analyzed in a wider perspective instead of that cost-profit one. Owner can consider, for example, that certain risks as simply unacceptable. It is necessary to define AR as a percentage of the cost of the entire project or as an absolute monetary value. For example, 0.5% of the total cost of the project may be recommended as a minimum value of AR.

Risk mitigation process consists on implementing measures in order to reduce risk until the AR level. In civil projects, risk can be reduced by decreasing the

P[H] component by improving the design and construction method and/or by controlling the damages, for example, by reinforcing the exposed infrastructure, which implies reducing the probability of occurrence of the consequence. However, due to the nature of some engineering processes, the reduction of the P[H] is not always possible.

Residual Risk (RR) is the remaining total risk after the implementation of mitigation measurements in both design and construction stages. Figure 3 shows

a hypothetical relationship between RR, AR, mitigated risks and time of the schedule project before starting operation stage. The shaded area corresponds to the mitigated risk along the time, the dashed line represents the limit given by AR and the area under this line represents the total RR of the project.

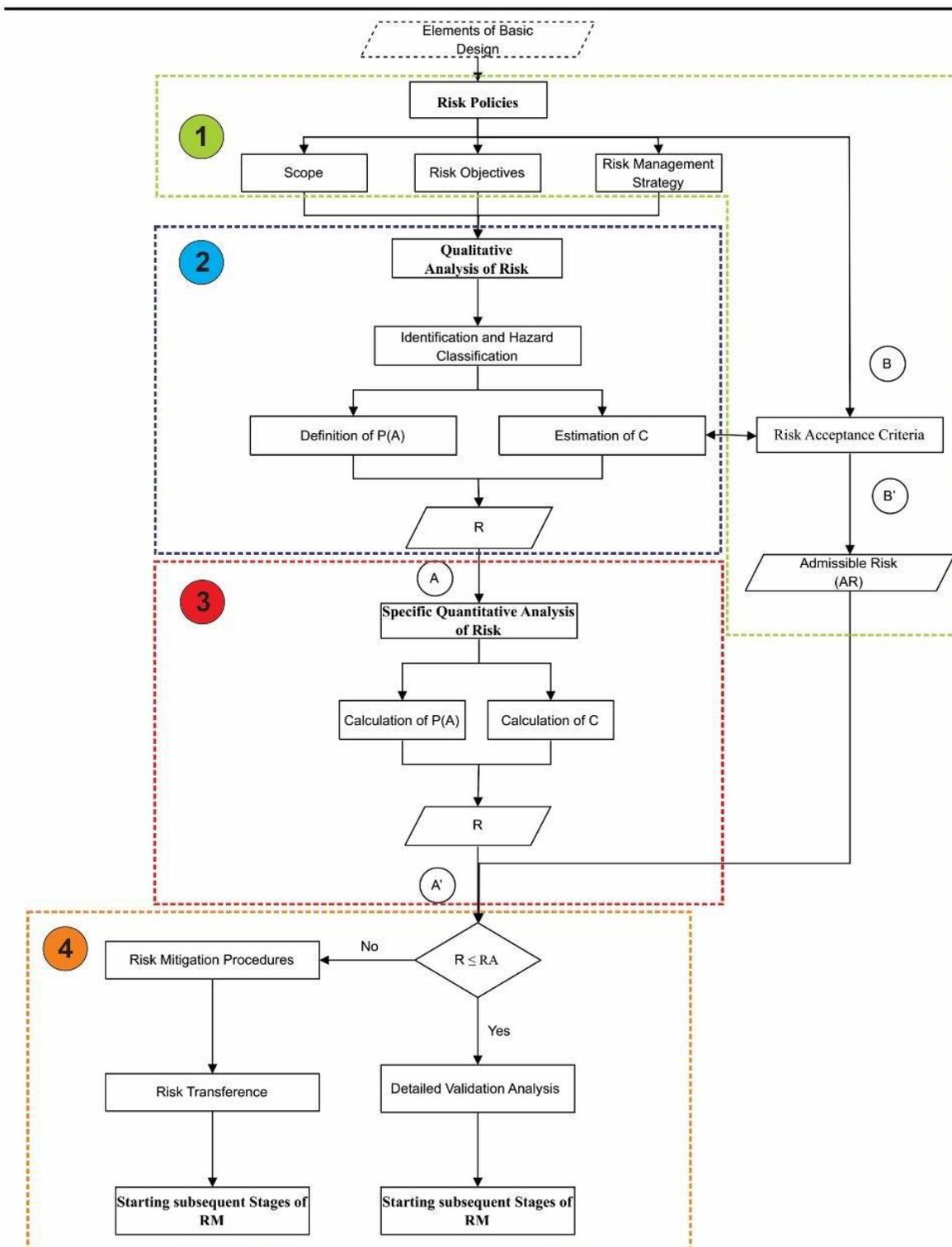


Figure 2 General Risk Management Methodology for a tunnel project in Basic Project Stage

2.3 Temporality of the Risk

Risks are distributed along the time in association with the schedule of a project. As a general behaviour, total risk decreases over time as individual risks are mitigated or never happen, due its random nature. At the end of the construction stage, the total risk reaches a maximum of RR.

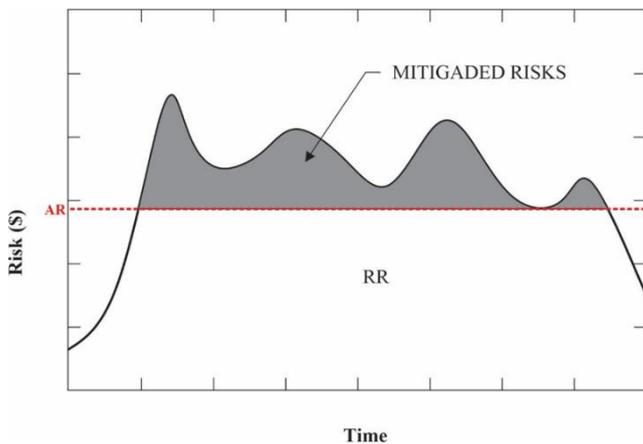


Figure 3 Residual Risk, Admissible Risk and its hypothetical distribution behind the time of the project

2.4 Risk Policy

All elements considered as input of the basic design are considered in the risk policy definition. Owner must define risk policies and it may indicate (Eskesen et al., 2004):

- scope,
- risk objectives, and
- risk management strategy.

Simultaneously, Risk Policy must define the risk acceptance criteria and, thus, the AR. This process is part of the Risk Management and sre useful in Quantitative Risk Analysis (QRA) as an element of comparing and acceptance of risks

2.5 Risk Analysis

Risk Analysis (RA) is the process that consists on the identification and the classification of the main hazards; the calculation of the probabilities of occurrence of hazards; the calculation of the potential consequences; and of the product between those two components (second and third group of activities in Figure 2).

The Risk Analysis process implies as a first activity the qualitative Risk Analysis (qRA) and as a second activity the Quantitative Risk Analysis (QRA). The qRA is inevitable, but analysts may decide if it is

viable to do the QRA, as a function of several conjugated elements, such as, the availability and quality of data; the kind of problem; the scope of the stage of project; and even the knowledgeable expertise of the analysts regarding concepts and tools of RA.

A methodology is called of qualitative or quantitative, depending on the way of determination of the components of Equation 1. A methodology is called of qualitative, when the components $P[H]$ and C are expressed through numerical or adjectival values obtained from the direct specialist inference from his knowledge and practical experience. A methodology is called quantitative when the components of Equation 1 are calculated by engineering and stochastic procedures.

2.5.1 Qualitative Risk Assessment (qRA)

It is advisable to carry out a qRA in design stage, even if it is planned to do the QRA, in order to identify the potential hazards and including all the risk classes defined in risk policies definition. This analysis has the objective of both to identify and to classify the main risks of construction stage and to promote a structured basis to basic project stage decisions. Therefore, the qRA conclusions may define the set of risks, which are analysed into QRA, and, then, will be the input of risk management into tender stage (Eskesen et al., 2004).

The qRA process may be carried out by different methodologies of group working, such as, brain storming, Delphi methodologies (Landeta et al., 2011), among others, either as an isolated methodology or as a combination of many of them. The main goal of qRA is to obtain a matrix, named risk matrix, which allows identifying the most important risks. A risk may be important either when the consequence is high (from a political, social, economic, administrative perspective etc.), when the occurrence probability of the associated hazard is high, or when the combination of those aspects is high. The classification of high depends on the definition of the admissible risk given by the owner. Finally, it is important to consider that the whole matter must be filtered by the specialist who must be able to analyse behind the $P(H).C$ product. A further explanation about what the risk matrix is will be carried out ahead.

To sum it up, the Qualitative Risk Analysis must involve:

- the identification and classification of all the likely hazards;

- the qualification of the probabilities of occurrence of all the set of identified hazards;
- the qualification of potential consequences due the occurrence of identified hazards;
- the calculation of risk matrix and the identification of the risks to be analysed into QRA, by its classification.

Hazards must be expressed through design variables and conditions, in order to carry out a good representation of each hazard, for example, angular distortion (β) may be an adequate design variable, in order to analyse the impact of excavation on buildings, in shallow and brown-field tunnel conditions.

Identified hazards and its occurrence probabilities, just as the potential consequences, must be classified according to the level of represented associated risk in order to help decision-taking process (Eskesen et al., 2004). Such components of risk must be estimated and classified separately. Then, product $P(H).C$, i.e., the risk, must be classified, as well. This process is named risk classification process.

Classification system may be established into risk policy process as a part of the establishment of acceptancy risk criteria. Frequency classification of $P(H)$, may be carried out by the identification of number of events into a time unit, a length unit (as a kilometer) or the whole construction period.

Regarding a tunnel project in brown-field conditions and in urban environments, there are five main groups of consequences:

1. Physics:
 - directly on works;
 - on third party infrastructure.
2. Socials:
 - human life lost;
 - psychological and morals, for example, familiar structure rupture due the loss of a family member, and social disaggregation;
 - cultural or symbolic effects, for example, the loss of routines and habits of a society.
3. Environmental.
4. Political or project image behind society.
5. Economical-administrative, such as, work schedule delays.

Table 1 shows an example of frequency classification of $P(H)$ and Table 2 an example of consequences classification.

As already discussed, the main goal of qRA is risk classification and the identification of the main hazards wich can be done through a risk matrix, which is the qualitative representation of Equation 1.

2.5.2 Quantitative Risk Assessment (QRA)

After the identification of the main risks in qualitative-risk analysis process, a quantitative

analysis over each of them must be carried out. An individual quantitative risk analysis, named by Eskesen et al. (2004) as specific risk analysis, consists on making accurate the qualitative risk analysis by a stochastic approach, the improvement of the elements and methodologies of design, and a detailed evaluation of consequences.

Statistics allows the designation of a probabilistic distribution to data. For example, to discrete events through Poisson distribution; or to continuous events through a Gaussian, logarithmic, or exponential distributions, between others (Chiriotti et al., 2003).

Guglielmetti et al. (2008) highlights probability can be applied to the most of the variables involved in an urban tunnel project such as, geotechnical parameters and construction schedule, among others. Therefore, involved variables in projects, such as, underground characteristics, construction variables, and unpredictable events can be represented by a suitable probability distribution function. It is important taking into account that probability distributions can be determined by statistics procedures or inferred by heuristic processes according to circumstances. Eskesen et al. (2004) describes several heuristic alternatives of analysis if lector is interested in it.

In 1996, Einstein had given a more complete mathematic expression of risk than that of Equation 1. Einstein's expression considered that consequence can be defined as the product of two components: the occurrence probability of consequence, given an event (Hazard) occurrence, and the cost of the consequences, as it is expressed in Equation 2.

$$R=P[H].P[C|H].C \quad (2)$$

Therefore, this can get the uncertainties description by considering each consequence as a stochastic variable, and the designation of a distribution to each variable, instead a deterministic value.

Stochastic components of risk can be obtained, for example, by a Monte Carlo simulation, or approximate probabilistic methods such as First Order Second Moment (FOSM) and Point Estimate Method (Rosenblueth, 1975), between others, in order to determine the statistic parameters of probability density functions.

However, risk demands a wider expression than that of Einstein's. Actually, there are several hazardous events H_i involved in a project. Each of those Hazards involves several kinds of consequences C_j , such as, physic, social, or others, as discussed previously. Therefore, it is suggested the Equation 3 to total risk, when, total potential consequence is the summation

of all the set of consequences C_i of a hazard H_i , times conditional occurrence probability of each consequence, given the occurrence of mentioned hazardous event H_i . Thus, total risk is the summation of the multiplication of the probabilities $P[H_i]$ and their associated total consequence $\sum_i P[C_j|H_i] \cdot C_j$ associated to the event H_i .

$$R_{TOT} = \sum_i \{ \prod_i P[H_i] \cdot \sum_j P[C_j|H_i] \cdot C_j \} \quad (3)$$

Therefore, each hazard H_i will establish an analysis context named Risk Scene (RS). Each RS has an associated risk calculated by the occurrence probability of hazardous event, H_i , and by the set of potential consequences related with. Thus, the total risk can be defined as the sum of the set of risks associated with each RS.

2.6 Decision Taking and Risk Transference

Residual risk must be transferred by a procedure named Risk Transference (RT). This transference process must be controlled by the owner of the project to guarantee the reception of the risk by a technical team in the latter stages, and the implementation of mitigation measurements, progressively, until reaching the admissible risk (AR), as discussed in Section 2.2 and Figure 3.

Therefore, risk transference needs specialist pre-establishing AR into risk policy procedures. Into basic design process, higher risk than AR must be highlighted as important risks and then analysed accurately in detailed design stage, in order to apply the final measures to reduce them until reaching AR. The transferred risk to tender stage must be under the acceptable risk. In the same way, risks transferred to construction and operation stages must be also under such criteria. On the other hand, the incorporation of new risks higher than AR should not be accepted into tender stage.

During construction stage, mitigation measures consist on controlling and supervising the identified risk; identifying and calculating new risks; and defining its mitigation measurements. Into operation stage, mitigation measures consist on controlling transferred risk from previous stages.

In construction and operation stages, it is important to implement a modern, automatized, fast response, and fast data access, instrumentation system in order to control the risks.

3 APPLICATION CASE

The Line 1 of Bogotá Subway Project was selected as the application case. Regardless of the fact that there have been several basic designs published in the last 40 years and its alignment has changed a number of times, this case-study's methodology was based on the basic design released in 2010, as depicted in Figure 4 (AMB, 2010).

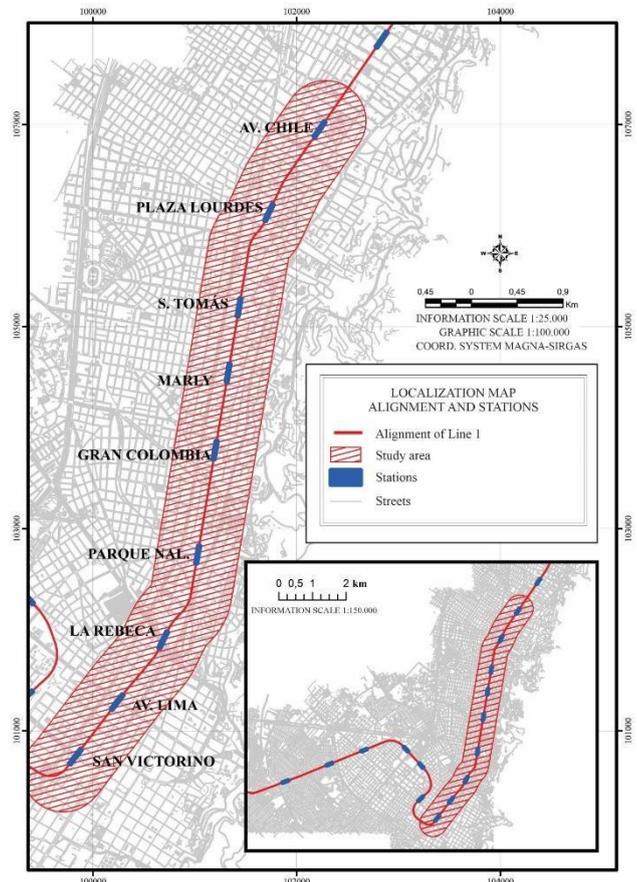


Figure 4 Location of the Line 1 of Bogotá Subway (AMB, 2010).

Feasibility design considers a mechanical excavation methodology by using a Tunnel Boring Machine (TBM) of a 10 m diameter tunnel and a general overburden of 20 m.

Study Area has been defined by considering the requirements of future numerical modeling processes, quality and density of information and the alignment of Bogota Subway established in AMB design.

Geomorphologically, the region is divided in two areas: one flat located in central area and another mountainous in the east and southeast side of the region. The flat area is the densest inhabited area (FOPAE, 2010).

Geologically, the city is located on a sedimentary deposit which is part of the Bogota Savannah. Bogota is bordered to the west by hills formed by several rock

formations, such as, sandstones, claystones and conglomerates.

Line 1 of Bogota Subway is planned to be constructed in the transition zone between foothill's materials and aforementioned sedimentary deposits. It is expected higher vertical than horizontal variability and an alternation between fine and large grading materials as a product of different transport-sedimentation processes.

Bogota Subways is going to be constructed mainly downtown, where the urban context is complex given the different kinds of infrastructures that can be found: historical buildings, large modern constructions, shopping centers, and small commercial and residential buildings.

3.1 Inputs and Data Base

Data collection to apply risk management on an urban tunnel project must be focused on specific and general elements of:

- The environment: anthropic, biotic and physical (Zuquete & Gandolfi, 2004);
- The socio-economic environment.

For the purpose of this paper, the anthropic environment considers all the elements regarding urban environment while the physical environment considers the whole set of elements of the geomechanic environment (sub-superficial physical environment) and the elements of the relief, of the hydric network, among others (superficial physical environment). Socio-economic environment refers to the elements that describe the overall aspects of the economy and society, taken from Gross Domestic Product (GDP) per capita, population density, among others.

In consequence, five main sources of information were consulted:

- Agency for Prevention and Emergencies (FOPAE);
- Colombian Geological Service (SGC/INGEOMINAS);
- Distrital Data Base;
- Bogota aqueduct;
- Bogota Metro Company.

Boreholes were collected by sources and sums up 361 drillings: 214 from the Fopae and 147 from the SGC. A cartographic database was constructed in order to represent the anthropic, physical and socio-economic environments. In Figure 5 all the aforementioned cartographic elements can be seen.

Figure 6 shows a constructed geomechanical model of the ground using selected geotechnical drilling and

RockWorks software of RockWare in context with the Digital Elevation Model (DEM).

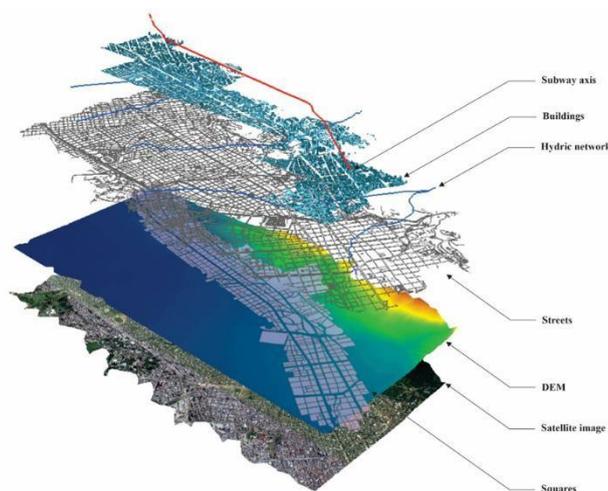


Figure 5 Elements of the anthropic and physic environment

3.2 Geotechnical data-base and statistical characterization

The geotechnical behavior of the ground was studied using the Finite Element Method (FEM) using Cesar LCPC software V5 t and its constitutive model IMOD18. IMOD18 is a modified Cam-Clay model, but it changes the Cam-Clay elastic law for an isotropic linear elastic model.

A statistic characterization of IMOD18 model's variables was made in order to do a probabilistic analysis of design and technical control variables. A full methodology and procedure presentation of the construction of both the geotechnical database and the statistical characterization of the variables do not concern to this paper.

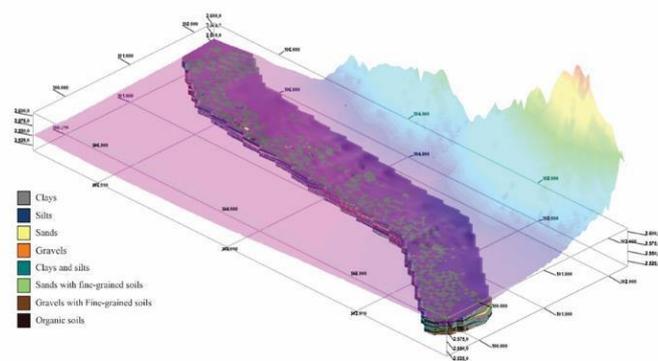


Figure 6 Classified model of subsoil (stratigraphy model) attached to DEM. Vertical enhance: 5X.

3.3 Qualitative Risk Assessment (qRA) to Bogotá Subway

A Delphi methodology (Landeta et al, 2011) was carried out in order to do the qualitative analysis. A pool of tunnel specialists were put together and were concerned about situations of instabilities, unexpected displacements and, in those cases, a lack of corrective actions, as well as, a the delay in the installation of the lining.

3.4 Quantitative Risk Assessment (QRA) to Bogotá Subway

3.4.1 Risk scenes, hazards and project variables

The risk scenes definition was focused on two of the five types of consequences already discussed: physical and social, specifically loss in human life. A quantification of all the other kind of consequences discussed in the previously is a technical challenge, uninvestigated by the scientific community until now, which is beyond this paper's scope.

As defined by Burland and Wroth (1974 and 1977), angular distortion (β) is related to damages in building and infrastructure, in such a way, distortions greater than 0,002 and 0,007 are related to cracks and minor damage, and structural damages on surrounding buildings, respectively. Mair (2011) highlighted the relationship between the Gaussian Settlement Basin's relative volume (VSr) and the roof failure propagations to the surface, in such a way, a volume upper than 3% can potentially unleash the aforementioned phenomena. Eq. 4 shows the mathematical expression of VSr, where Aexc is the sectional tunnel area.

$$VSr = VS / A_{exc} \quad (4)$$

Given the urban and geological-geotechnical context, for this paper's analysis an excavation method based on a Slurry-TBM by using Ibarra et al. (2013) criteria was chosen.

Additionally, due to all the elements pointed out on Delphi's as part of the qRA, the delay in the installation of the lining is going considered due to a failure if the TBM by a modelling with a typical distension of SEM/NATM excavation method, instead of Slurry-TBM.

In summary, there were considered six risk scenes related with six different events:

1. The event of $\beta > 0,002$;

2. The event of $\beta > 0,007$;
3. The event of $VSr > 3\%$;
4. The event of $\beta > 0,002$ due to a delay in the installation of the lining due a failure of the Slurry-TBM;
5. The event of $\beta > 0,007$ due to a delay in the installation of the lining due a failure of the Slurry-TBM;
6. The event of $VSr > 3\%$ due to a delay in the installation of the lining due a failure of the Slurry-TBM.

3.4.2 Numerical modelling

A Finite Element Method (FEM) analysis was carried out in order to do the stress-strain analysis by using the software CESAR-LCPC of IFSTTAR. A state plane of strain was considered.

Into the academic context, only the risks associated to the excavation of the tunnels of study area were analyzed, and specific matters associated with stations' excavation and long-term effects were not considered.

In the context of the Excavation Forces Method programed in the software CESAR-LCPC, a value of the parameter λ_p (Panet e Guénot, 1982) of 0,1 was defined to the Slurry-TBM standard situation and of 0,67 to the situation of delay of the installation of the lining due to a failure of the TBM situation.

3.4.3 Probabilistic analysis and probability of occurrence of hazards $P[H]$

Four First Order Second Method (FOSM) analysis were carried out: two for VSr and β when λ_p is 0,1 and two for VSr and β when λ_p is 0,67. Input Variables of CESAR-LCPC using modified Cam-Clay model (IMOD18) were considered as the independent variables, and design variables VSr and β were considered as dependent or response variables

3.4.4 Consequences and $P[C|H]$

Table 1 shows a suggested consequence typology related to each event and its $P[C|H]$ values, as well as, the consequences C, both obtained by heuristic approaching in order to show the applicability of the suggested methodology. Those elements were used to the calculus in the example developed in this paper. The associated cost of each building placed in the study area has been taken from the public information of the city specifically from a public territory gestor named Catastro Distrital.

For the calculation, a mean value for a unit of length of tunnel was considered, obtained from the aforementioned data. The cost of repairing a human life loss was considered as USD 1.000.000, mean values usually used by airlines to repair that condition in air accidents.

Table 1 Consequence C and probability of occurrence of the consequence P[C|H] given the occurrence of the hazardous event

Hazard (H)	Kind of Consequence	P	
		[H C]	Consequence (C)
$\beta > 0,002$	Fissures and minor damage in surrounding buildings	60%	30% of surrounding building cost
	Fissures and minor damage in the own structure	100%	60% of own building cost
$V_s > 0,03$	Structural damage in surrounding buildings	60%	1,5 times of surrounding building cost
	Fatal victims inside affected buildings	20%	Human life lost reparation cost times population density
	Major damage in own structure	100%	Three times of own building cost
	Structural damage in surrounding buildings	60%	1,5 times of surrounding building cost
	Fatal pedestrian victims	50%	Human life lost reparation cost times population density
	Fatal victims inside affected buildings	70%	Human life lost reparation cost times population density

Such calculations were attributed to a spatial location and interpolated in order to construct cartographic continuous information of the aforementioned components of the risk. Allowing both a spatial and cartographic calculation of the risk by maps algebra and a cartographic presentation of this variable.

3.4.5 Individual Risk and Total Risk

By applying the Equation 3 was constructed the map of the risk presented in Figure 7. Each product $[H] \cdot \sum_j P[C_j|H_i]$. C_j was made using cartographical tools. The Total Risk map with the sum of all the considered risks is the one presented in Figure 7 which shows the urban environment classified according to the zoning of the risk

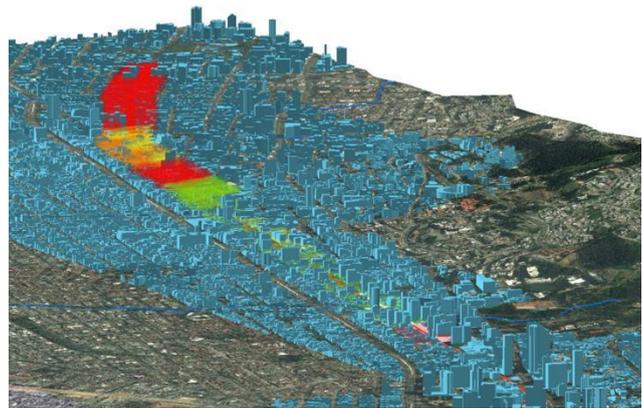


Figure 7 Urban environment and Total Risk zoning – basic design stage.

3.4.6 Decision taking and risk transference

Identified risks will be transferred to the detailed designer and the owner. A mitigation of risks will consist in both deplete and sophisticate the engineering analysis, as well as, cost-profit balances in order to define which risk must be mitigated and its respective engineering procedures of mitigation.

4 CONCLUSIONS

The best tool to handle uncertainties into a civil project, such as an urban tunnel, is the Risk Management (RM) and must be incorporated into engineering stages.

RM of a large-scale civil project, such as, subway projects involve five steps: RM into basic project (including conceptual step), RM into tender and contract negotiation, RM into detailed project, RM into construction and RM into building operation (Figure 1).

Risk must be expressed in monetary terms in order to use it as a cost/profit tool to civil engineering projects such as urban tunnels, therefore, Risk must be given as a likely costs or likely overrun costs.

By using the formulated both methodology and equation it was possible to calculate the risk, expressed in USD/m², it means in monetary terms, to Bogotá Line 1 subway by using current common projecting and designing information and complementary cartography information common in the most of the city.

The calculation of P[C|H] is one of the most relevant challenges, for the moment and until the development of practical scale engineering formulations, it is possible to use heuristic methodologies, such as,

event tree. It is possible assume $P[C|H]$ equal to 1, adopting a conservative perspective of analysis.

To the calculation of $P[C|H]$ to specific soil-structure analysis into a tunnel project is possible to adjust Burd et al. (2000) e Houlby et al. (1999) work by introducing approximated probabilistic methodologies, however, those approaches can demand a lot of time limiting its use to a whole project.

$P[C|H]$ have a Bayesian nature and such characteristic must be considered. Formulations must be modified by considering aforementioned characteristic.

5 ACKNOWLEDGEMENTS.

Acknowledgements to CNPQ and Capes for founding this investigation, additionally, to Servicio Geológico de Colombia, to Acueducto de Bogotá, to FOPAE and Catastro Distrital for helping in data collecting process

6 REFERENCES

AMB (2010). Diseño conceptual de la red de transporte masivo metro y diseño operacional, dimensionamiento legal y financiero de la primera línea del metro en el marco del sistema integrado de transporte publico-sitp- para la c. de Bogota. Relatório, Bogotá, Colombia.

Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons Ltd, Southern Gate, Chichester, West Sussex, England, pp. 605.

Bourgeois, E., Meslat, Ph., Pucheu, M. (2012). CESAR-LCPC. Abridged theoretical manual. IFSTTAR. Montreuil, France.

Burland, J. B., Wroth, C. P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conference 'Settlement of structures'. Pentech Press, London, pp.611-654.

Chiriotti, E., Grasso, P., Xu, S. (2003). Annalyses of tunnelling risk: state-of-the-art and examples. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 69: 35-44.

Einstein, H. H. (1996). Risk and risk analysis in rock engineering. Tunnelling and Underground Space Technology, 11, 141-155.

Eskesen, S.D., Tengborg, P., Kampmann, J., Veicherts, T.H. (2004). Guidelines for tunnelling risk management: international tunnelling association, Working Group N. 2. Tunnelling and Underground Space Technology, 19: 217-237.

FOPAE (2010). Zoneamento da resposta sísmica de Bogotá para o projeto sismo resistente de edificações (em espanhol). Informe Final, Bogotá, Colômbia: 152 p.

Ingeominas & Uniandes (1997). Microzonificación sísmica de Santafé de Bogotá. Relatório, Bogotá, Colombia.

Landeta, J., Barrutia, J., Lertxundi, A. (2011). Hybrid Delphi: a methodology to facilitate contribution from experts in professional contexts. Technological Forecasting and Social Change, 78(9): 1629-1641.

Mair, R.J., Taylor, R.N., Burland, J.B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling. Proc. Of the international Symposium on Geotechnical Aspects of underground construction in soft ground. Balkema, Rotterdam, 713-718.

Mair, R.J. (2011). Tunneling in urban areas and effects on infrastructure. Advance in research and practice. Cambridge University.

O'Reilly, M.P., Stovin, V. (1996). Trenchless construction: Risk assessment and management. Journal Trenchless Technol. Vol. 11, No.1, pp 25 – 35.

Panet, M., Guénot, A. (1982). Analysis of convergence behind face of a tunnel. Proc. Tunnelling'82: 197-204.

Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. Proceedings of National Academy of Sciences, 72(10): 3812-3814.

Shahriar, K., Sharifzadeh, M, Hamidi, J.K. (2008). Geotechnical risk assessment based approach for rock TBM selection in difficult ground conditions. Tunnelling and Underground Space Technology, 23: 318-325.

Sousa, R. L. (2010). Risk Analysis for Tunneling Projects. PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology (MIT), Cambridge, USA: 589 p.

Sturk, R., Olsson, L., Johansson, J. (1996). Risk and decision analysis for large underground projects, as applied to the stockholm ring road tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 11(2): 157-164.

Zuquette, L. V.; Gandolfi, N. (2004) Cartografia geotécnica. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

mais de uma publicação do mesmo autor, citar em ordem cronológica.

O formato das referências deve atender aos seguintes padrões:

Sobrenome do autor 1, Iniciais; Sobrenome do autor 2, Iniciais. Ano. *Título do livro*. Editora.

Sobrenome do autor 1, Iniciais; Sobrenome do autor 2, Iniciais. Ano. Título do artigo. *Título do periódico*, série (se necessário), volume, número (se necessário): páginas.

Sobrenome do autor 1, Iniciais; Sobrenome do autor 2, Iniciais. Ano. *Título do artigo*. Título do congresso / evento, Cidade, Editora, páginas.

A seguir apresentam-se exemplos da formatação.

Burland, J. B.; Wroth, C.P. 1974. *Settlement of Buildings and Associated Damage*. Conference on Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, 611-654.

Duncan, J.M.; Wright, S.G.; Brandon, T.L. 2014. *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Terzaghi, K. 1942. Shield tunnels of the Chicago subway. *Jnl. Boston Soc. Civ. Engrs*, Vol. 29, 3, 163-210.

Increased Dam Safety by Combined Mechanized Tunnelling and Drilling Campaigns

W. Dolsak

Global Product Manager Forepoling, DSI Underground Austria GmbH, Austria

M. Lübbers¹ & E. Peev²

¹ *Head of Product Management, Business Unit Utility Tunnelling, Herrenknecht AG, Germany*

² *Senior Engineer, Herrenknecht do Brasil, São Paulo, Brazil*

ABSTRACT: All over the world, large dam structures were built to last for decades. They serve a wide variety of purposes such as hydroelectric power schemes, tailing dams for the mining industry, infrastructure and earth dikes or for water reservoir construction. Over the years, dams were enlarged or increased in capacity to extend the lifespan of their intended use. Therefore, dam structures often exceed their originally designed lifetime and additionally need to carry higher loads. In order to avoid failure of aging dams and associated risk for human life and environment, renovation and stabilisation measures are often required. This paper describes a combined mechanized concept to improve dam stability from underground during dam operation. For this purpose, an auxiliary tunnel is excavated underneath the existing dam construction in a first step. Subsequently, the tunnel serves for drilling campaigns to either dewater the structure, for ground stabilization and cavity filling, or to install reinforcing micropiles. In general, the two steps are executed one after the other. Today's tunnelling machines are designed to safely excavate under all geotechnical and hydrogeotechnical conditions, even with high groundwater pressures. Thus, the impact on surroundings is minimized and stability is maintained by continuous face support at all times throughout the tunnel excavation. Safety is a major concern of this combined mechanized approach. All underground works for tunnelling and drilling campaigns can be executed remotely to respect occupational safety throughout the overall construction process. Additionally, the drilling campaign can comprise the installation of a probing or sensor system for long-term monitoring of the dam structure. This paper will demonstrate the combination of dam stability improvement with mechanized tunnelling and subsequent drilling campaign by means of technological solutions and case studies.

1 INTRODUCTION

All over the world, large dam structures have been built to last for decades. They serve a wide variety of purposes such as hydroelectric power schemes, tailing dams for the mining industry, infrastructure, and earth dikes or for water reservoir construction. Over the years, dams have been enlarged or increased in capacity to extend the lifespan of their intended use. Therefore, dam structures need careful monitoring, assessment, and maintenance to serve for their purpose. To avoid failure of aging dams and

associated risks for human life and environment, renovation and stabilisation measures are often required.

Traditionally, those rehabilitation campaigns have been undertaken from above ground, using heavy surface drilling equipment and time-consuming procedures. This approach bears certain limitations, such as accessibility, working weight limits, time constraints, and, most importantly, potential hazards due to dam instabilities. This paper describes a safe and innovative approach for dam rehabilitation by

combined mechanized tunnelling and drilling campaigns. An auxiliary tunnel is excavated underneath the existing dam construction in a first step. Subsequently, the tunnel serves for drilling campaigns either to dewater the structure, for ground stabilization and cavity filling, or to install reinforcing micropiles. In general, the two steps are executed one after the other. Today's tunnelling machines are designed to safely excavate under all geotechnical and hydrological conditions, even with high groundwater pressures. Thus, the impact on surroundings is minimized and stability is maintained by continuous face support throughout the tunnel excavation.

Safety is a major concern of this combined mechanized approach. All underground works for tunnelling and drilling campaigns can be executed remotely to respect occupational safety throughout the overall construction process. Additionally, the drilling campaign can comprise the installation of a probing or sensor system for long-term monitoring of the dam structure. The access from below ground by means of tunnelling features significant advantages such as improved cycle times and supreme occupational safety, which will be illustrated in detail further on. This paper will demonstrate the combination of dam stability improvement with mechanized tunnelling and subsequent drilling campaign by means of technological solutions and case studies.

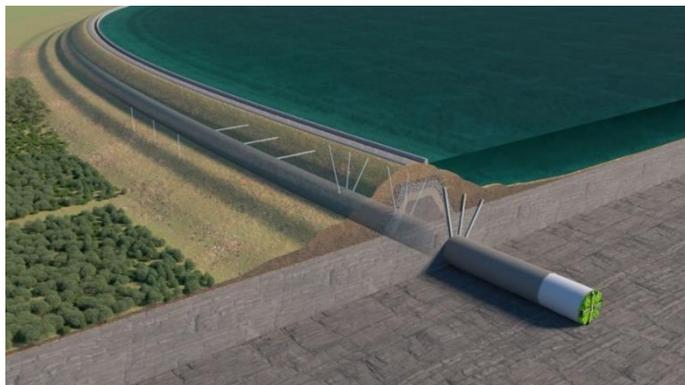


Figure 1. Exemplary combined mechanized tunnelling and drilling campaigns

2 DRILLING CAMPAIGNS

2.1 Conventional approach

For dam renovation and stabilization, conventional (from aboveground) engineering techniques and systems as listed in Table 1 are commonly used.

Most foundation, dewatering, or ground improvement systems are installed with large-scale machinery on the surface or even on top of the dam structure. Applications in areas with no or limited

surface access, as well as in ground with low horizontal bearing strength, are therefore limited. Considering dam structures, the target area for ground engineering techniques is quite often located far below the surface, which will result in a significant “lost installation length”. From a safety perspective, dam structures often feature no-go zones, which cannot be accessed with human-driven equipment.

Table 1. Overview of conventional drilling campaigns.

Technique	Method	System
Foundation	Drilled piles	<ul style="list-style-type: none"> > in-situ cast reinforced concrete > auger cast > self-drilling hollow bar > self-drilling or rammed tube
Dewatering	Drainage	<ul style="list-style-type: none"> > pre-drilled > self-drilling cased > geotextiles
Ground improvement	Injection	<ul style="list-style-type: none"> > cement > injection chemicals > hybrid systems

2.2 Underground construction

Besides surface-based applications, there is also a wide scope of ground engineering techniques used in underground construction, e.g. mining and tunnelling. Here, installation of foundation, dewatering, or ground improvement systems – which are commonly associated with the tunnel structure itself – is accomplished within the tunnel using overburden-drilling technology. This term comprises all cased drilled systems, which are installed with default underground drilling equipment. They are easy-to-handle and installed piecewise, to allow for installation under limited space conditions. Table 2 lists common ground control techniques for underground construction.

Table 2. Common ground control techniques in underground construction.

Technique	Method	System
Pre-support	Forepoling	<ul style="list-style-type: none"> > pipe umbrella (canopy) systems > spiles
Dewatering	Drainage	<ul style="list-style-type: none"> > self-drilling drainage > vacuum lances
Ground improvement, stabilization, cavity filling	Injection	<ul style="list-style-type: none"> > cement > injection chemicals > hybrid systems
Reinforcement	Bolting	<ul style="list-style-type: none"> > anchors, bolts
Foundation	Micropiles	<ul style="list-style-type: none"> > pile tube systems > self-drilling hollow bar

Underground installation is accomplished using self-drilling installation methods. The term self-drilling refers to the fact that drilling of the borehole and installation of the casings takes place simultaneously with a single-use (sacrificial) drill bit. Drilling energy from standard rotary or rotary-percussive rock drills is transferred via the drill string (drill steel) onto the single-use drill bit. At the same time, the impact energy acts upon a starter casing tube following the drill bit, which pulls consecutive extension casings into the borehole. This ensures both an optimum installation rate as well as sound drilling accuracy.

The previously mentioned piecewise installation of single casing segments allows handling and installation under limited space conditions. Each extension casing is equipped with a separate drill steel inside; both the drill steel and the casing are connected to the previously installed one. The installation methodology for different ground control techniques is quite similar; the only difference is the type of casing. For pre-support or foundation, steel tubes are used. Injection systems often require an installation with GFRP (glass-fibre reinforced plastics). Drainage drilling systems consist of a mixed steel/PVC casing assembly. Figure 2 shows a typical setup of system components for a pile tube system (micropile). Consumables are a starter unit with drill bit and micropile tubes with optional injection valves. Corresponding multiple use accessories as illustrated are drill rods in different lengths and a drill bit adapter which connects to the drill bit, as well as mechanical packers for grouting/injection.



Figure 2. Overview system components overburden drilling system (micropile)

Installation takes place using drilling machines with integrated feeds or attachment feeds which are mounted onto a carrier machine. The size of the drilling feed – length and diameter – is governed by the available space conditions. A separate unit for connection of casings and drill steel as well as a manipulator for casings and drill steel can be part of a drill feed setup. Figure 3 shows the setup of a typical attachment feed used in limited underground space conditions.

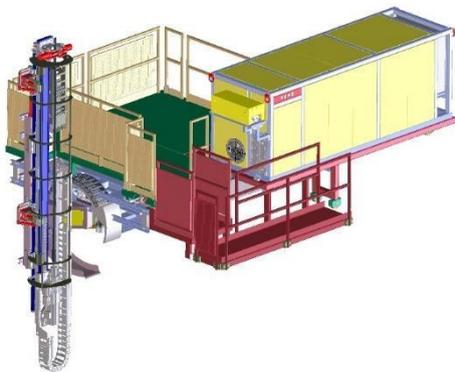


Figure 3. Schematic view attachment drill feed

3 MECHANIZED TUNNELLING FOR DAM STABILIZATION

3.1 The role of ground conditions

Mechanized tunnelling with a tunnelling machine is possible in all types of geological and hydrological ground conditions. Thus, in general, a mechanized constructed tunnel underneath a dam structure is also possible. Such dam structures as discussed in this paper are backfilled artificial earthen embankments consisting of a solid embankment core and backfill material. High permeability of the unconsolidated soil and consequently high water pressures necessitate the use of tunnelling machines with continuous face support, even if tunnel construction takes place in consolidated deeper layers below the dam structure.

3.2 General tunnel lining procedures

Tunnel and surrounding ground behind the tunnelling machine require immediate support. Two different lining methods are proven technology in tunnel construction: Pipe jacking and segment lining. Project-specific design and boundary conditions such as tunnel diameter, length, alignment, and ground conditions are crucial in selecting the most suitable and economic lining method. The most suitable tunnelling machine design must be determined in a second step and does not depend on the chosen lining method. Figure 4 gives an overview of common and technically feasible diameter ranges for both options.

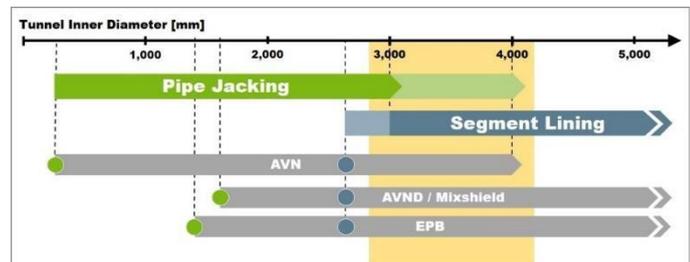


Figure 4. Diameter range of lining and machine technologies and application range for dams

Segment lining has a long tradition in mechanized tunnelling. The principle of ground excavation by TBM and consecutive ring building are well known in the construction industry. Segment lining offers a high degree of flexibility concerning the planning of tunnel routes. Long drives and tight curve alignments are possible. The erection of the segment rings takes place in the rear part of the machine. Thus, the tunnel is built directly behind the tunnelling machine. The annulus between the ring extrados and ground is backfilled with grout. However, the minimum diameter for segment lining tunnels is increasing due to restrictions given by tightened safety regulations. Consequently, a remote-controlled pipe jacking procedure is gaining importance, with increasing

tunnel lengths over 1 km and diameters over 3 000 mm.

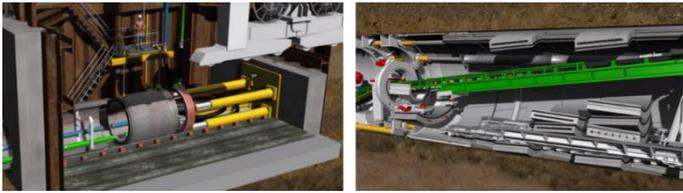


Figure 5. Tunnel construction with pipe jacking (left) and segment lining (right)

For pipe jacking, fewer personnel are needed and due to a remote-controlled operation from the surface, the level of safety is considered a major benefit compared to segment lining. Particularly for challenging pipe jacking projects with long or curved alignments, features like lubrication, separation, and navigation play a key role for production rates and final project success. In terms of tunnel diameter, handling of jacking pipes is considered the most limiting factor for the feasible tunnel size.

Table 3. Comparison of pipe jacking and segment lining methods.

	Pipe Jacking	Segment Lining
Diameter range (ID in mm)	250 – 4000mm	> 3000mm (recommended) > 2600mm (feasible)
Drive length	up to 2.5km depending on diameter and geology	up to 10km depending on diameter and logistics
Excavated overcut	Minimized overcut	Higher overcut for grouting
Required Personnel	2-3 in shaft 5-8 on site	5-7 on TBM / Tunnel 2-3 in shaft 5-7 on site
Length of lining	Pipe: ~ 2-3m	Ring: ~ 1-1.2m
Installation time for lining	⌚	⌚ ⌚

3.3 Machine concepts and face support

In mechanized tunnelling, there are three different shield types: Slurry shields, earth pressure balance shields (EPB), and open shields. Each of these proven methods has advantages within its special range of application in certain ground conditions. For dam stabilization measures, mostly slurry shields and EPBs are considered: both modes work with a closed pressure system to actively support the tunnel face by slurry or excavated soil. In varying ground conditions, specially adapted and combined shield concepts are advantageous, but are not further discussed in this article.

Slurry / Mixshield machines

A slurry shield machine is most economical in sandy and gravel ground conditions. The most common machine type for pipe jacking operations with the broadest range of application in terms of ground conditions and hydrogeology is the slurry based AVN and AVND (with air cushion) technology with a market share of over 85%. This machine range is characterized by a cone-shaped crusher inside the

excavation chamber that crumbles stones and other obstructions to a conveyable grain size. For Mixshield machines from 4 m shield diameter onwards, it is more common to use a jaw crusher instead of a cone crusher.

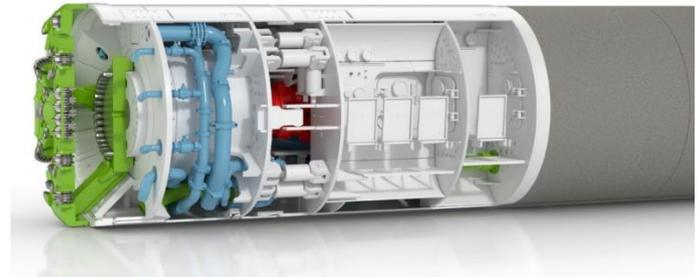


Figure 6. Machine principle of AVND 2500 Slurry TBM for pipe jacking ID 2500 mm

EPB Shields

In soft, cohesive soils, EPB shields are used. The excavated soil in the excavation chamber is used as a support medium at the tunnel face to balance the pressure conditions and to avoid uncontrolled inflow. A screw conveyor transports the excavated material from the base of the excavation chamber onto a belt conveyor and via muck skip, or pump system to the surface.

3.4 Ground conditions and machine adaptations

The cutting wheel design is determined by the expected ground conditions to ensure safe tunnelling with best performance. In general, worn cutting tools can be replaced, if access to the excavation chamber is possible and allowed. Mechanized tunnelling for dam stabilization measures may be executed in greater depths with high groundwater pressures. This requires adaptations of the sealings within the machine, hydraulics and slurry circuit, gaskets, and pumps. Furthermore, an airlock in the tunnelling machine is required to enable access to the excavation chamber for tool replacement and inspection.

3.5 Jobsite logistics in remote areas

Tailor-made design and compact dimensions of tunnelling equipment enable solutions for transport and logistics in remote areas with confined space conditions and limited infrastructure. The construction of the launch shaft on one side of the dam is mandatory, whereas the target shaft can be dispensed if a retractable tunnelling machine concept is used. In general, the launch shaft for segment lining operations is larger than for pipe jacking. However, customized solutions can be evaluated for the launch of the machine to achieve a reasonable final size of the shaft. On-site production, respective stock or continuous supply of jacking pipes or segment rings

must be guaranteed as well as the removal and recycling of the excavated soil.

4 COMBINED MECHANIZED TUNNELLING AND DRILLING CAMPAIGNS

Application of ground control techniques in underground construction in mechanized tunnelling requires certain adaptations. At first, self-drilling installation of all systems is in most cases mandatory, therefore the term drilling campaigns has been introduced. Principal main geometrical system dimensions such as drilling diameter and casing lengths must be adjusted to given machinery boundary conditions. TBM tunnels driven for the implementation of underground drilling campaigns can be optimized with regards to their length (the tunnel passes only zones which are scope of the campaign) as well as the tunnel diameter being minimized to save both equipment and construction costs. The preferred tunnel lining method also primarily depends on the selection of the optimum (minimum) tunnel diameter, which allows economic implementation of the drilling campaigns for dewatering, consolidation, or reinforcement purposes. The main influencing factor is the size of the drilling equipment. Others are number and length of the drills, time schedule considerations – just to mention a few.

Finally, the required drilling (installation) length must be considered. The shorter the effective drill feed (steel) length, the more extensions are required which result in additional costs, time consumption, and energy losses along the drill string. Table 4 summarizes generalized length specifications for underground drilling campaigns, considering vertically installed ground control systems. The indicated theoretical installation time includes all associated manipulation works, including drill steel removal.

Table 4. Geometrical and operational parameters and exemplary installation of a drill rig in a tunnel (ID 2.8m).

Reasonable drilling length [m]	15 – 20	20 – 30	30 – 40
Max. drilling length [m]	30	40	50
Effective feed (drill steel) length [m]	1.2 (4 ft.)	1.8 (6 ft.)	2.4 (8 ft.)
Theoretical installation time [m/min]	0.1	0.15	0.25
Tunnel inner diameter [m]	2.8	3.5	4.2



As shown in Table 4, the minimum tunnel diameter for a drilling campaign driven from inside a tunnel is about 2.8 m. For a reasonable drilling campaign of 15-20 m above the tunnel roof, an individual feed length of 4 ft (1220 mm) is recommended. For a total drill length of 20 m, more than 16 drill rods need to be used which requires 15 extension intervals. Since several drillings are required along the tunnel cross

section, this drill rod length is a reasonable minimum to achieve acceptable installation times.

The combined mechanized tunnelling and drilling campaign is preferably executed in two steps. Although the works could also be done simultaneously when choosing segmental lining procedure, both activities most certainly will impact each other on the overall time schedule and costs. For a two-step process, the tunnel is excavated first with a tunnelling machine underneath the dam structure that is to be stabilized. As soon as the tunnel is finished, the tunnelling machine and its supply lines are removed from the tunnel and the actual drilling campaign can start. A specially designed drilling carriage (like the carriage shown in Figure 3) is moved through the tunnel to the first pre-determined drilling location. At required distances, drillings can be started to install either drainage, injection, or micropiles in several directions out of the tunnel. The actual drilling is done by a drill rig, which has several attachment feeds, each with a hydraulic percussive rock drill (top hammer). The attachment feed has a clamping device used to hold the drill string during rod extension and drill rod removal. To prevent surrounding soil and water to enter into the tunnel, blowout preventers are used to seal against the drill rods. For space and tunnel size optimization, these preventers should be integrated into the tunnel lining.

5 CASE STUDIES

In the following, innovative concepts for two different drilling campaign case studies are presented – a tailings dam and a hydro power plant dam. For both projects, it is assumed that access from the surface to accomplish drilling campaigns is not provided. Different solutions are discussed in relation to tunnel length and accessibility, e.g. tunnel lining with pipe jacking versus segmental lining and the possibility to retract the tunnelling machine through the tunnel back to the starting point. Table 5 summarizes boundary conditions and problem descriptions for both case studies.

Table 5. Boundary conditions and problem description case studies

Parameter	Tailing dams	Hydropower plant dams
Issue	Oversaturated dam structure; excessive water leakage causing global instability	Water leakage; concrete erosion in the foot area of the dam
Dam width	2,500 m	350 m
Required reach of drilling campaigns	approx. 30 – 40 m	approx. 20 – 25 m
Ambient pressure at tunnel height	3 – 4 bar	7 – 8 bar

5.1 Case study tailing dams

Global instability of the earth dam structure clearly does not allow access from the surface to accomplish

any drilling campaigns; main concerns are compliance with occupational safety as well as limited access for heavy drilling equipment. Focus of rehabilitation works is set on the application of drainage drills with an outer diameter of 76 mm and a length in the range of 30-40 m. In addition to default drainage drills, local injection measures are possibly required to allow for consolidation and strengthening in areas where water leakages occurred and are conducted with the same attachment feed. Due to the sensitivity of the dam structure against washing out of dam material, each drainage drill must be implemented with a dual sealing concept consisting of an outer blowout preventer (BOP) mounted outside the drainage casing tubes, as well as an inner sealing measure inside the casing tubes in terms of a check-valve type drilling unit. Figure 7 shows a sketch of this dual sealing concept.

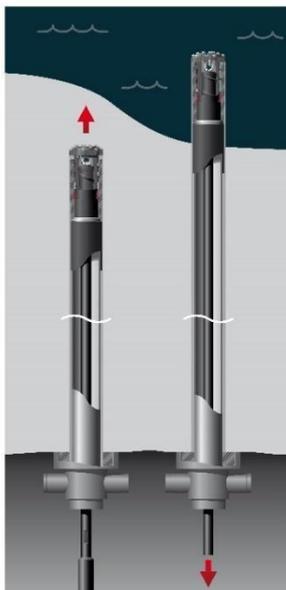


Figure 7. Dual sealing concept

To be able to achieve this installation length in an efficient manner, an effective single tube length of 2.4 m is required, resulting in a required inner tunnel diameter of about 4.2 m. Due to the long dam width (effective tunnel length), the total tunnel length required is assumed to be in the range of 3 000 m, which rather calls for a segment lining machine technology. To allow for a controlled and sufficient

drainage, a larger number of drills is required. This leads to a separated machine concept, e.g. tunnel driving and installation of drainage and injection drills is accomplished with two separated machines. Figure 8 (left side) presents a cross-sectional view of the drainage drilling campaigns performed from the inside of the tunnel.

5.2 Case study hydro power plant dam

A gravity dam was constructed from concrete decades ago. Over the years, the bedrock was partially flushed out, causing water leakage and concrete erosion in the foot area of the dam. Direct access from the surface is not possible due to the given topography and the water table height of the dam. Main scope of rehabilitation works is installation of injection drills with an outer diameter of 76 mm. Due to the wall thickness of the dam structure, the required reach is around 15-20 m in total. Supplementary installation of micropiles in the contact area between concrete and bedrock is intended to reinforce the dam structure in this area. Rehabilitation works will take place during operation and an ambient pressure in the range of 8 bar. This requires a dual sealing concept as previously described.

An installation length in the range of 25-30 m calls for an effective single tube length of 1.2 m and results in a required inner tunnel diameter of about 2.8 m. Due to the relatively short tunnel length, a pipe jacking machine technology was chosen. This also allows access from one side only, as the entire machine assembly is retractable.

Drilling campaigns are conducted locally, the total number of both injection and micropile drills depends on the results of in-situ core drills which are carried out with the same attachment drill feed used for consecutive drilling campaigns. Figure 8 (right side) shows a cross-sectional view of injection and micropiles drilling campaigns in the bedrock area. Although an integrated machine concept (e.g. a set of attachment feeds incorporated in the TBM) could be used in this case, a separate machine concept can also be chosen due to time constraints.

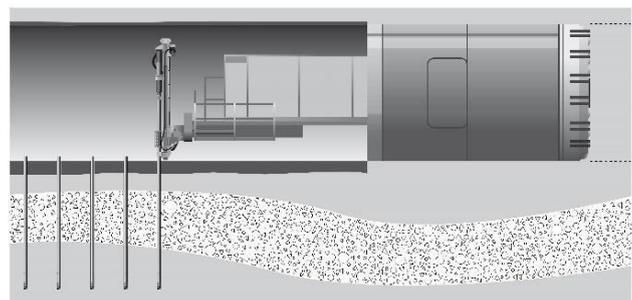
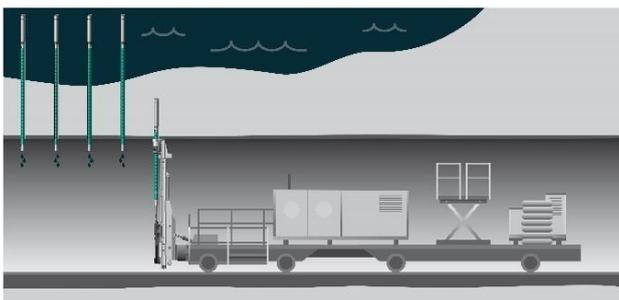


Figure 8. Cross-sectional views drainage and micropile drilling campaigns – separate and integrated machine concepts.

6 SUMMARY AND CONCLUSIONS

Safety is a major concern of this combined mechanized approach. All underground works for tunnelling and drilling campaigns can be executed remotely to respect occupational safety throughout the overall construction process. Additionally, the drilling campaign can comprise installation of a probing or sensor system for long-term monitoring of the dam structure.

Execution from drilling campaigns outward from a safe and engineered supported TBM tunnel environment allows for a high degree in flexibility when it comes to installation of different system solutions. Drilling campaigns are made possible in situations where they are normally not executable and can be conducted during operation of nearby infrastructure without interruptions. The excavated and supported tunnel can further on be used for dewatering, consecutive drilling campaigns, or inspection purposes.

Combined mechanized tunnelling and drilling campaigns are not only applicable to business cases as illustrated. Further applications are urban areas, where the installation of any drilled measures from the surface often conflicts with existing utilities, require large-scale road closures for a long period of time, or are even impossible due to ownership structure or ground conditions.

Aplicação da Metodologia HIRA (Identificação de Perigos e Análise de Riscos) para um Túnel Ferroviário

Henrique de Andrade Penido

VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil

Guilherme Botrel de Vasconcellos

VALE S.A., Belo Horizonte, Brasil

Luiz Massayosi Ojima

WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil

Fábio Magalhães

WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil

Ellen Delgado Fernandes

WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil

Daniel Souza d'Ávila

WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil

Sandro Sander Chaves

WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil

Bernardo Ribeiro Filizzola

WALM Engenharia, Belo Horizonte, Brasil

RESUMO: Apresenta-se a metodologia HIRA (Identificação de Perigos e Análise de Riscos) aplicada a um túnel ferroviário construído no final da década de 1980, em rochas do Quadrilátero Ferrífero com classes geomecânicas diversas. Foram avaliados os riscos inerentes (riscos naturais) e identificados os MUE's (eventos indesejados com consequências Críticas ou Muito Críticas para pessoas). Em seguida, foi feita a avaliação do risco residual e definidas ações para reduzir os riscos inaceitáveis. Foram considerados 34 modos de falhas relacionados a 07 eventos geotécnicos indesejados. Grande parte das ações teve como objetivo aumentar a confiabilidade dos dados, a fim de que as próximas análises dos riscos sejam efetuadas com uma base de dados fundamentada nas condições geotécnicas atuais da estrutura.

1 INTRODUÇÃO

A gestão de riscos consiste em um conjunto de atividades coordenadas para identificar, analisar, avaliar, tratar e monitorar riscos. É o processo que visa conferir razoável segurança quanto ao alcance dos objetivos (TCU, 2018a).

A análise de riscos é uma componente de um processo de gestão de riscos e, de acordo com Santos (2006), têm conquistado relevância como um meio para tratar as incertezas associadas ao comportamento das

estruturas geotécnicas. O presente trabalho apresenta a aplicação da metodologia HIRA para um túnel ferroviário.

2 METODOLOGIA HIRA

A Identificação de Perigos e Análise de Riscos (HIRA – *Hazard Identification and Risk Assessment*) é um processo amplamente utilizado na indústria e sua metodologia apresenta flexibilidade de adaptação e aplicação em muitas áreas. Esse processo permite a priorização dos riscos dentro de uma empresa, área ou

processo. Trata-se um método para determinar e fornecer perigos com base em sua probabilidade, frequência e gravidade e avaliar consequências adversas, incluindo perdas e lesões potenciais (Falakh *et al.*, 2018).

O processo HIRA segue a metodologia PDCA (*Plan-Planejar, Do-Fazer, Check-Verificar e Act-Agir*), uma ferramenta de gestão da rotina e melhoria contínua dos processos. Consiste na avaliação das condições de risco, bem como a proposição de melhorias para minimizar e/ou eliminar os riscos identificados e de medidas de controle que auxiliam no monitoramento da estrutura, a fim de impedir que ocorram os denominados eventos materiais indesejados (MUE) e/ou minimizem suas consequências.

Os riscos são avaliados em duas dimensões:

- Risco Inerente: de acordo com a ABNT (2018), é definido como o risco natural ou não tratado associado a uma estrutura, processo, ação ou evento sem a aplicação de controles de risco;
- Risco Residual: trata-se do risco que permanece após a aplicação dos controles de risco, é a condição atual do risco (ABNT, 2018).

Ressalta-se que MUE trata de evento material indesejado (*material unwanted event*), que é a parcela da totalidade de eventos indesejados que tem potencial de sobrepor um critério de severidade definido pela organização (ICMM, 2015). Para o presente trabalho, foi considerado como MUE os eventos indesejados com consequências críticas ou muito críticas na dimensão de pessoas.

A Análise dos Modos e Efeitos de Falhas (FMEA - *Failure Mode and Effects Analysis*) foi a base para desenvolvimento do processo HIRA do presente artigo. De acordo com Caldeira (2006), a FMEA é um método de análise indutivo, que se inicia com a caracterização do sistema, prosseguindo com a identificação, para cada componente constituinte do sistema, das respectivas funções e dos potenciais modos de falha e terminando com a avaliação dos seus efeitos na componente em análise e no comportamento global do sistema, procurando ainda explicitar os procedimentos para detecção das falhas e para o controle dos seus efeitos no sistema.

Para a elaboração da planilha FMEA, foram definidos os componentes do sistema, que está relacionado com a setorização da estrutura em análise e os possíveis modos de falha/ eventos indesejados, que são os

modos potenciais de falha que podem ocorrer na estrutura.

Em seguida, foram definidos os agentes (gatilhos) que tem potencial de desencadear o fenômeno de falha, denominados de Solicitação na planilha FMEA; a Causa Raiz, que está relacionada com a origem da falha, sendo o motivo que pode levar o evento indesejado a ocorrer; os Eventos Iniciais (eventos iniciadores dos processos de falha) e os Efeitos, relacionados ao sequenciamento progressivo de eventos até a materialização do evento indesejado.

Em sequência ao desenvolvimento da FMEA, é feita a avaliação dos riscos inerente e residual da estrutura, onde são confrontadas a probabilidade de o risco acontecer e os impactos (consequências) na dimensão de pessoas.

A escala de probabilidade considerada no presente trabalho varia de Muito Remota a Muito Provável, conforme diretrizes abaixo:

- Muito Remota: o evento pode ocorrer apenas em circunstâncias excepcionais;
- Remota: o evento pode ocorrer em algum momento;
- Possível: o evento deve ocorrer em algum momento;
- Provável: o evento provavelmente ocorre na maioria das circunstâncias;
- Muito Provável: evento é esperado na maioria das circunstâncias.

A escala de impactos, conforme mencionado anteriormente, é considerada somente na dimensão de Pessoas e varia de Leve a Muito Crítico e segue as diretrizes abaixo:

- Leve: efeitos leves reversíveis à integridade física;
- Moderado: efeitos severos reversíveis à integridade física ou sequela não incapacitante;
- Significativo: efeitos irreversíveis à integridade física, com sequela incapacitante permanente;
- Crítico: eventos que resultem em uma fatalidade;
- Muito Crítico: eventos que resultem em múltiplas fatalidades.

Depois de avaliado o risco inerente, é verificada a existência dos controles implementados na unidade que atuam no tratamento dos riscos e avaliada a condição atual da estrutura (avaliação do risco

residual). Ressalta-se que a avaliação do risco residual é feita com base principalmente na documentação existente acerca de toda a vida da estrutura, desde a sua concepção até as condições atuais. Caso a falta de informações resulte em risco “elevado” ou “baixa confiança” para um risco, deve ser criado um plano de ações com as etapas para reduzir as incertezas e permitir uma estimativa mais precisa da probabilidade e/ou da severidade para as avaliações seguintes.

3 APLICAÇÃO DO HIRA EM UM TÚNEL FERROVIÁRIO

O túnel em estudo apresenta tráfego em tempo integral (24 horas) com cargas diversas, além de vagões de passageiros. Dessa forma, a severidade na dimensão de pessoas, nas avaliações dos riscos, foi considerada como Muito Crítica (que considera eventos que resultem em múltiplas fatalidades).

3.1 Caracterização Geral do Túnel

O túnel apresenta extensão de 2.100 m em linha singela com cobertura máxima de 300 m. Possui seção típica de aproximadamente 5,50 m de largura e 6,50 m de altura.

Foi construído no final da década de 80 seguindo o método NATM e escavado em rochas com características geológico-geotécnicas distintas (filitos, quartzitos, xistos, intrusivas básicas e itabiritos). Estas rochas são muito estruturadas com fraturas e foliações pronunciadas além de descontinuidades proeminentes como falhas geológicas. O intemperismo atuou fortemente nestas rochas e nas zonas de falha, a alteração intempérica atingiu centenas de metros de profundidade.

Nas zonas de emboques, onde o maciço se apresenta mais alterado (*weak rock*) foram aplicados, para a estabilização do maciço, concreto estrutural numa extensão de várias dezenas de metros (até 70m). Na zona de falha foi utilizado o concreto estrutural com arco invertido para a estabilização da estrutura, numa extensão de 60 m.

No maciço rochoso com alteração intempérica menos pronunciada, onde o comportamento do maciço perante a escavação é ditada por descontinuidades, correspondente a classes geomecânicas IV, III e II (Bieniavisk, 1989) foram aplicados telas metálicas e tirantes e, eventualmente, concreto projetado. Nessas classes de maciço, comumente, se observam quedas de blocos (Figura 1) e a progressão de quedas de blocos formando uma geometria em forma de capelas (“capelamentos”), como pode ser observado na Figura 2.



Figura 1: Abóboda do túnel com evidência de queda de blocos, barras de ferro de tirante/ chumbador expostas.



Figura 2: Progressão de queda de blocos formando uma geometria em forma de capelas (“capelamentos”).

Ao longo de toda a extensão do túnel são observados inúmeros locais de surgências de água em forma de jorros, pingos e umidades (Figura 3).



Figura 3: Jorros de água na abóboda do túnel.

Também são observadas surgências com formação de coloides em vários pontos do túnel (Figura 4).



Figura 4: Formação de colóide ao longo de um trecho do túnel.

A água aparenta exercer particular influência na deterioração dos revestimentos (concreto projetado, chumbadores/ tirantes e telas), bem como do maciço rochoso (Figura 5).

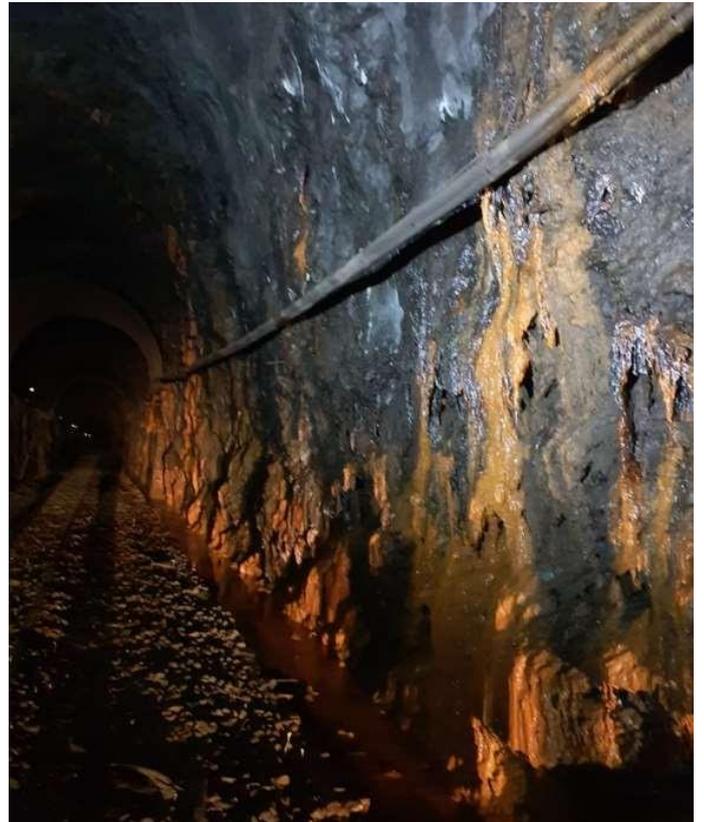


Figura 5: Concreto projetado deteriorado, oxidação da tela e do chumbador.

São observadas trincas no concreto moldado com surgência de água e carbonatação (Figura 6).

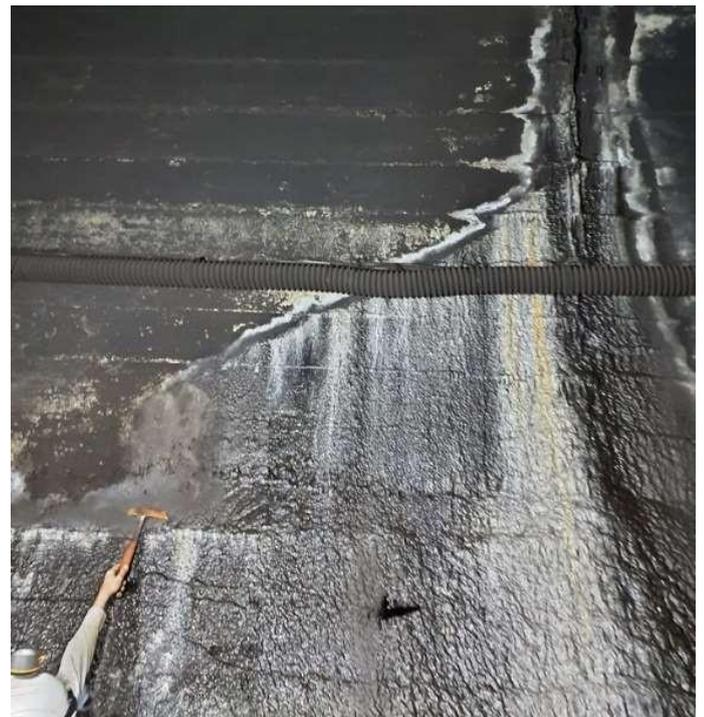


Figura 6: Concreto moldado com trinca, surgência de água e carbonatação.

Destaca-se que após a construção do túnel, a formação geológica onde o túnel está inserido foi ocupada tanto superficial quanto subterraneamente por uma mineração de ouro com a instalação de cavas, pilhas de estéril, barragens de rejeitos, galerias e realces de mina subterrânea. Estas estruturas podem influenciar o comportamento do maciço do túnel, tanto pela proximidade das estruturas, como pelo processo de lavra com utilização de explosivos, quanto pela natureza dos estéréis e rejeitos contendo produtos químicos. As estruturas de contenção de rejeitos e finos e a água acumulada no fundo das cavas podem alimentar/ contribuir para que o fluxo de água subterrânea do túnel seja relevante.

3.2 Planilha FMEA e Avaliação dos Riscos

Para a elaboração da planilha FMEA foi feita a setorização do túnel para a definição dos componentes do sistema, definidos os eventos geotécnicos indesejados passíveis de acontecer, as solicitações (gatilhos) para o desencadeamento eventos iniciadores e as causas raízes (origem da falha) dos eventos indesejados. Posteriormente, foi feita a avaliação dos riscos associados a cada modo de falha definido.

A setorização do túnel definiu 10 componentes do sistema:

- Emboque 1
- Emboque 2
- Maciço *Weak Rock* (zona de falha)
- Maciço Classe IV
- Maciço Classe III
- Maciço Classe III/II
- Sistema de Drenagem do Túnel
- Sistema de Drenagem Superficial - Taludes do Emboque 1
- Sistema de Drenagem Superficial - Taludes do Emboque 2
- Túnel como um todo, para o caso da influência das escavações da mineração de ouro

Os eventos geotécnicos indesejados considerados foram:

- Rupturas dos taludes dos emboques,
- Colapso da estrutura,
- Colapso parcial do túnel,
- Queda de blocos,
- Capelamento por queda de blocos,
- Inundação do túnel e
- Recalque diferencial da fundação do lastro.

As solicitações para desencadear os eventos iniciadores e, conseqüentemente, os eventos indesejados, foram:

- Escavação (Tensão induzida);
- Água subterrânea;
- Vibrações (passagens de composições de carga pesada)
- Sismos naturais;
- Escavações adjacentes;
- Chuva.

Como causas raízes, foram definidos os seguintes aspectos:

- Geometria dos taludes dos emboques induzindo tensões cisalhantes maiores do que o maciço/ tratamento suporta;
- Presença de maciço de baixa resistência revestido com concreto estrutural (túnel falso e maciço “weak rock”);
- Solicitação dinâmica induzida por sismos naturais maior do que a resistência dos maciços dos emboques;
- Existência de bacias hidrográficas contribuindo para a concentração de fluxo de água para a região dos emboques do túnel;
- Presença de maciço de baixa resistência (“weak rock”) na região dos emboques e na zona de falha revestidos com concreto estrutural;
- Percolação de água na zona de falha;
- Solicitação dinâmica induzida pela passagem de locomotivas de carga pesada maior do que a resistência do contato maciço/concreto estrutural na zona de falha;
- Presença de rocha alterada com ou sem estruturas de contenção;
- Percolação de água subterrânea no maciço/fraturas nos tratamentos;
- Presença de nichos em maciço fraturado sem tratamento de contenção;
- Solicitação dinâmica induzida por sismos naturais maior do que a resistência ao cisalhamento das discontinuidades ou da interação maciço /tratamento;
- Tensão cisalhante induzida maior do que a tensão resistente das discontinuidades em maciços com ou sem tratamentos;
- Ausência de um sistema de drenagem adequado;
- Influência das galerias e realces da mina subterrânea induzindo mudanças no estado de tensão do maciço do túnel; e
- Retomada das atividades da mina subterrânea nas proximidades do túnel.

A conjugação dos componentes do sistema com as solicitações, causas raízes e possíveis eventos geotécnicos indesejados conduziu a uma definição de 34 modos de falha, sendo apenas 01 caracterizado como não crível.

Para os emboques, foram considerados 10 modos de falha, sendo 05 modos de falha para o emboque 2 (ID's= 1, 2, 3, 4 e 5) e 05 para o emboque 1 (ID's= 6, 7, 8, 9 e 10). Os eventos indesejados relacionados foram: ruptura dos taludes do emboque, colapso da estrutura e inundação do túnel.

A tabela 1 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do Emboque 2 (Emb. 2).

Tabela 1: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do Emboque 2.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
1	Emb. 2	Escavação (Tensão Induzida)	Ruptura dos taludes do emboque
2	Emb. 2	Escavação (Tensão Induzida)	Colapso da estrutura
3	Emb. 2	Sismos naturais	Ruptura dos taludes do emboque
4	Emb. 2	Sismos naturais	Colapso do concreto estrutural moldado
5	Emb. 2	Chuva	Inundação do túnel

Somente o modo de falha ID=5 foi considerado como não crível, por não haver possibilidade de inundação do emboque 2 devido a pequena bacia de contribuição.

A tabela 2 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do Emboque 1 (Emb. 1).

Tabela 2: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do Emboque 1.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
6	Emb. 1	Escavação (Tensão Induzida)	Ruptura dos taludes do emboque
7	Emb. 1	Escavação (Tensão Induzida)	Colapso da estrutura
8	Emb. 1	Sismos naturais	Ruptura dos taludes do emboque
8	Emb. 1	Sismos naturais	Colapso do concreto estrutural moldado
10	Emb. 1	Chuva	Inundação do túnel

Em relação ao sistema de drenagem dos emboques, foram levantados 02 modos de falha (ID=31, emboque 2 e ID=32, emboque 1), tendo como evento indesejado a ruptura dos taludes do emboque. A solicitação considerada foi a chuva.

A tabela 3 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do Sistema de Drenagem Superficial dos emboque 1 (Emb. 1) e 2 (Emb. 2).

Tabela 3: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados dos Sistemas de Drenagem dos Emboques 1 e 2.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
31	Sistema de Drenagem Superficial-Emb. 2	Chuva	Ruptura dos taludes do emboque
32	Sistema de Drenagem Superficial-Emb. 1	Chuva	Ruptura dos taludes do emboque

Para o sistema de drenagem do túnel foi considerado 02 modos de falha (ID's=29 e 30), tendo como evento indesejado o recalque diferencial da fundação. A solicitação considerada foi água subterrânea devido a percolação constante de água em algumas regiões do túnel, podendo ocasionar o evento indesejado devido ao sistema de drenagem inadequado: obstrução das valetas- ID=29 ou infiltração direta na fundação - ID=30.

A tabela 4 apresenta os modos de falha (ID) com a solicitação e evento indesejado do Sistema de Drenagem do Túnel.

Tabela 4: Modos de falha (ID) com a solicitação e evento indesejado do Sistema de Drenagem do Túnel.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
29	Sist. Dren. do Túnel	Água Subterrânea (Presença de água percolando pelo maciço em algumas regiões do túnel)	Recalque diferencial da fundação
30	Sist. Dren. do Túnel	Água Subterrânea (Presença de água percolando pelo maciço em algumas regiões do túnel)	Recalque diferencial da fundação

Para os maciços *weak rock* (Zona de Falha Geológica) foram levantados 04 modos de falha (ID's=11, 12, 13 e 14), tendo como eventos indesejados o colapso da estrutura.

A tabela 5 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e os eventos indesejados do componente

do sistema Maciço Weak Rock (Zona de Falha Geológica).

Tabela 5: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do Maciço Weak Rock (Zona de Falha Geológica).

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
11	Maciço Weak Rock (Zona de Falha Geológica)	Escavação (Tensão Induzida)	Colapso da Estrutura
12	Maciço Weak Rock (Zona de Falha Geológica)	Água Subterrânea	Colapso da Estrutura
13	Maciço Weak Rock (Zona de Falha Geológica)	Vibrações (passagens de composições de carga pesada)	Colapso da Estrutura
14	Maciço Weak Rock (Zona de Falha Geológica)	Sismos naturais	Colapso da Estrutura

Para os maciços classe IV, também foram identificados 04 modos de falha (ID's=15, 16, 17 e 18) e o evento indesejado considerado foi o colapso parcial do túnel.

A tabela 6 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e os eventos indesejados do componente do sistema Maciço Classe IV.

Tabela 6: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do componente do sistema Maciço Classe IV.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
15	Maciço Classe IV	Escavação (Tensão Induzida)	Colapso parcial do túnel
16	Maciço Classe IV	Água Subterrânea	Colapso parcial do túnel
17	Maciço Classe IV	Vibrações (passagens de composições de carga pesada)	Colapso parcial do túnel
18	Maciço Classe IV	Sismos naturais	Colapso parcial do túnel

Para os maciços de classe III foram levantados 05 modos de falha, sendo considerado o capelamento por

queda de blocos como evento indesejado (ID's=19, 20, 21, 22 e 23).

A tabela 7 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e os eventos indesejados do componente do sistema Maciço Classe III.

Tabela 7: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do componente do sistema Maciço Classe III.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
19	Maciço Classe III	Escavação (Tensão Induzida)	Capelamento por queda de blocos
20	Maciço Classe III	Escavação (Tensão Induzida)	Capelamento por queda de blocos
21	Maciço Classe III	Água Subterrânea	Capelamento por queda de blocos
22	Maciço Classe III	Vibrações (passagens de composições de carga pesada)	Capelamento por queda de blocos
23	Maciço Classe III	Sismos naturais	Capelamento por queda de blocos

E, para os maciços de classe II/III, foram considerados 05 modos de falha, tendo como evento indesejado a queda de blocos (ID's=24, 25, 26, 27 e 28).

A tabela 8 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e os eventos indesejados do componente do sistema Maciço Classe II/III.

Tabela 8: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do componente do sistema Maciço Classe II/III.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
24	Maciço Classe II/ III	Escavação (Tensão Induzida)	Queda de blocos
25	Maciço Classe II/ III	Escavação (Tensão Induzida)	Queda de blocos
26	Maciço Classe II/ III	Água Subterrânea	Queda de blocos
27	Maciço Classe II/ III	Vibrações (passagens de composições de carga pesada)	Queda de blocos
28	Maciço Classe II/ III	Sismos naturais	Queda de blocos

Por fim, para o túnel como um todo, foi considerado 02 modos de falha (ID's=33 e 34), que tiveram como solicitação escavações adjacentes, devido as proximidades do túnel com uma mina subterrânea e

como evento indesejado, capelamento por queda de blocos.

A tabela 9 apresenta os modos de falha (ID) com as solicitações e os eventos indesejados do componente do sistema Túnel.

Tabela 9: Modos de falha (ID) com as solicitações e eventos indesejados do componente do sistema Túnel.

ID	Componente do Sistema	Solicitação	Evento Indesejado
33	Maciço Classe II/ III	Escavações adjacentes (Tensão induzida)	Capelamento por queda de blocos
34	Maciço Classe II/ II	Escavações adjacentes (Tensão induzida)	Capelamento por queda de blocos

Na avaliação do risco inerente, todos os modos de falha críveis todos foram classificados como MUEs (eventos materiais indesejados), pois a severidade é considerada como muito crítica na dimensão de pessoas, devido a passagem de trem de passageiros.

A figura 7 apresenta a matriz do risco inerente obtida com as avaliações dos riscos associados.

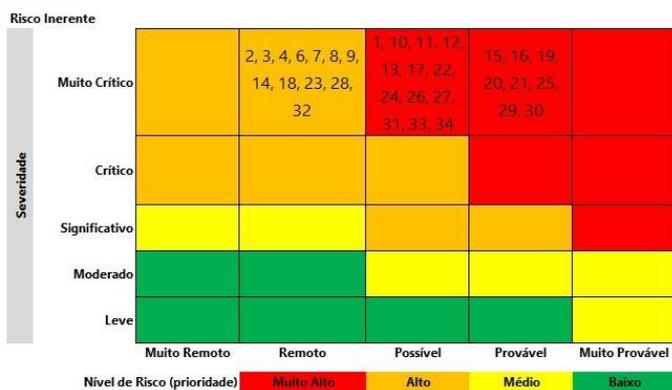


Figura 7: Matriz do Risco Inerente.

Na avaliação do risco residual, a probabilidade de ocorrência dos modos de falha considerados foi avaliada com base na documentação existente relacionadas ao túnel e nas características geotécnicas que se observam na estrutura atualmente, citadas no item 3.1. Também foi identificado que os controles existentes se resumem nas inspeções rotineiras nos túneis.

Notou-se que faltam informações que atestem com maior assertividade as condições geotécnicas dos maciços que compõem o túnel, resultando em baixa confiabilidade dos dados. Dessa forma, as avaliações do risco residual permaneceram as mesmas do risco inerente e foi elaborado um plano de ações com as etapas para reduzir as incertezas e permitir uma

estimativa mais precisa da probabilidade nas avaliações seguintes.

A figura 8 apresenta a matriz do Risco Residual com os mesmos resultados obtidos na avaliação do risco inerente.

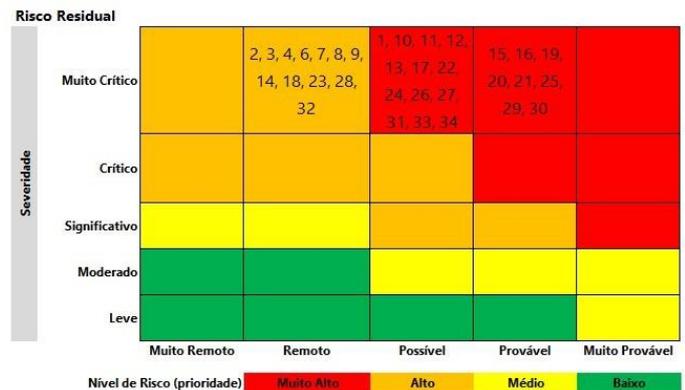


Figura 8: Matriz do Risco Residual.

Considerando as ações concluídas, foi feita a avaliação do risco projetado. Ressalta-se que grande parte das ações são para obtenção de informações de maior confiabilidade a cerca da estrutura.

A Figura 9 apresenta a matriz do risco projetado, em que se observam os modos de falha anteriormente considerados com probabilidades Possível (ID's=1, 10, 11, 12, 13, 17, 22, 24, 26, 27, 31, 33 e 34) ou Provável (ID's= 15, 16, 19, 20, 21, 25, 29 e 30) (vide figura 8) com as probabilidades reduzidas para Remota.

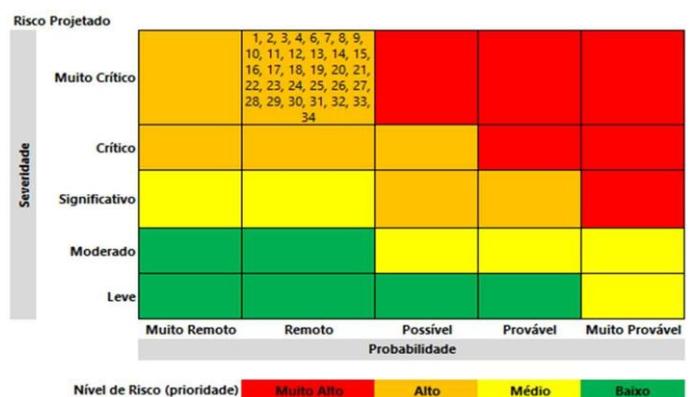


Figura 9: Matriz do Risco Projetado.

4 CONCLUSÕES

O túnel foi construído no final da década de 80 e vem apresentando algumas manifestações de instabilidades geotécnicas típicas de obras subterrâneas escavadas em maciços de diferentes qualidades geomecânicas. Basicamente, estas instabilidades estão relacionadas a quedas de blocos, deterioração dos revestimentos/ tratamentos e do próprio maciço rochoso e, conseqüentemente, perda

da capacidade portante da estrutura, além do grande fluxo de água subterrânea.

A aplicação da metodologia HIRA permitiu que se avaliassem os riscos específicos de cada componente do sistema, de acordo com as solicitações e causas raízes e fossem definidos os eventos materiais indesejados (MUE's) e avaliadas as condições geotécnicas atuais do túnel.

O plano de ações foi elaborado com o objetivo de trazer um conhecimento maior da estrutura e permitir uma estimativa mais precisa das probabilidades nas próximas avaliações.

A apresentação do HIRA é feita por meio de tabelas, em que são apresentadas a planilha FMEA, as avaliações dos riscos (inerente, residual e projetado), os controles críticos associados e as ações. Para o presente artigo, devido a limitação de espaço, as tabelas não foram apresentadas.

5 REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 31000: Gestão de Riscos – Princípios e Diretrizes. Rio de Janeiro, p. 17. 2018.

Bieniawski, Z. T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications. A complete manual for in engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering*. John Wiley & Sons, 251 p.

Brasil. Tribunal de Contas da União. *Referencial básico de gestão de riscos* / Tribunal de Contas da União. – Brasília : TCU, Secretaria Geral de Controle Externo (Segecex), 2018. 154 p.

Caldeira, L.; Santos, R.; Serra, J. B.. 2006. *Análise de Riscos pela FMEA. Aplicação ao Tapete Drenante de uma Barragem de Aterro*. XIII COBRAMSEG, Curitiba, 7 p.

Falakh, F.; Setiani, O. 2018. *Hazard Identification and Risk Assessment in Water Treatment Plant considering Environmental Health and Safety Practice*. The 2nd International Conference on Energy, Environmental and Information System (ICENIS 2017), Semarang, EDP Sciences, 5 p.

ICMM. International Council on Mining and Metals. *Health and Safety Critical Control Management Good Practice Guide*. Londres, p. 31, 2015.

Santos, R. 2006. *Enquadramento das Análises de Riscos em Geotecnia*. Tese de Mestrado submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL), Lisboa, 282p.

Gestão de Riscos em Megaprojetos de Infraestrutura: Abordagem Prática

E. S. Póvoa & R.C. Souza & G. F. Barros & D. B. Oliveira
Acciona, São Paulo, Brasil

RESUMO: O objetivo deste trabalho é demonstrar a abordagem prática da implementação de um eficaz Sistema de Gestão de Riscos e Oportunidades para a construção da Linha 6 de metrô em São Paulo, como o maior projeto de infraestrutura da América Latina, considerando toda a sua complexidade logística. Este sistema, em complemento às ferramentas descritas na ISO 31.000 e no PMBOK, permite que a equipe do projeto, ao identificar os eventos com probabilidade de impacto, crie um ambiente totalmente aderente e participativo, consolidando uma cultura de Gestão de Riscos e Oportunidades. A principal característica da gestão neste formato é a aplicação de tempo e recursos de uma equipe multidisciplinar que inclui, projetistas, consultores, engenheiros e profissionais de diversas outras áreas, permitindo uma análise aprofundada dos aspectos técnicos, ambientais, de segurança e de reputação do projeto, determinando as medidas de resposta mais assertivas caso a caso. Esta abordagem cuidadosa realizada durante as reuniões regulares antes do início de cada atividade importante, facilita a compreensão dos riscos pelas equipes do projeto, disseminando a cultura de identificação de ameaças e suas estratégias de mitigação. O Sistema foi testado em inúmeras situações e as medidas preventivas e mitigadoras identificadas nessas reuniões multidisciplinares revelaram-se essenciais na prevenção de impactos para o projeto e seu entorno, incluindo uma resposta organizada e ágil quando necessário, contribuindo para prevenir a perda de vidas humanas e ajudando a manter a reputação da empresa. Nada disto seria possível sem ferramentas tecnológicas adequadas para gerir o grande volume e complexidade dos registros gerados. A Companhia desenvolveu uma ferramenta própria, que consolida todas as melhores práticas em Gestão de Riscos, de maneira que ao registrar os riscos identificados, o próprio preenchimento dos campos pré-determinados do software conduz o usuário a total aderência à *ABNT ISO 31.000 – Gestão de Riscos - Diretrizes* e ao *Capítulo 11 do PMBOK® Guide*. Esta ferramenta, é complementada por soluções on-site, o que permite a tomada de decisões em tempo real pela equipa de gestão do projeto.

1 INTRODUÇÃO

Em um contexto atual, no qual os resultados dos projetos estão cada vez mais pressionados, o Gerenciamento de Riscos se apresenta como uma ferramenta fundamental para o sucesso de empreendimentos complexos, em especial as grandes obras de infraestrutura como é o caso da Linha 6 - Laranja de metrô em São Paulo. Não existe, na conjuntura atual de execução de megaprojetos, espaço para improvisos ou procrastinações na condução da Gestão de Riscos. O projeto da Linha 6 – Laranja, que se destaca pela sua magnitude e dificuldade logística, adota um Sistema de

Gerenciamento de Riscos robusto e inovador para este mercado, que combina a teoria conceitual com uma abordagem prática e multidisciplinar.

Tal integração dos conceitos teóricos já tão reconhecidos e incentivados pelas boas práticas de engenharia, com a experiência dos profissionais envolvidos nas atividades, não apenas potencializa a identificação de ameaças e oportunidades, mas estabelece um processo estruturado para lidar com os riscos de maneira eficaz.

Nestes quatro anos de desenvolvimento das obras da Linha 6 – Laranja, o Sistema foi submetido a diversos

testes, incluindo situações complexas onde, mais do que a identificação das medidas preventivas e mitigadoras para cada etapa da obra, foram criadas rotinas de enfrentamento, direcionando, através das Reuniões de Início de Atividade e Reuniões *Follow up*, as ações de cada membro da equipe no desenvolvimento dos trabalhos. Em eventos de alto potencial de impacto, o Sistema permitiu uma resposta organizada e célere, contribuindo para a prevenção de perdas de vidas e preservação da reputação da empresa.

2 METODOLOGIA DE TRABALHO

O sistema de Gerenciamento de Riscos implementado na Linha 6 - Laranja de metrô em São Paulo se destaca justamente pela sua interação entre os conceitos teóricos, que são consolidados pelos robustos registros gerados pelo software próprio desenvolvido para unificar os conceitos de Gestão de Riscos da Companhia, com uma abordagem prática, que permite à equipe não apenas identificar potenciais ameaças ao projeto, mas também estabelecer um processo estruturado para as respostas necessárias.

Um diferencial significativo do Sistema implementado no projeto é o engajamento da alta direção, que permite um investimento estratégico na etapa de identificação de riscos, que envolve um dispêndio considerável de tempo e recursos em reuniões com uma equipe multidisciplinar. Essas reuniões são realizadas no início de cada fase do projeto e contam com a participação de especialistas de diversas áreas, como projetistas, consultores e engenheiros especializados em geotecnia, segurança, qualidade e meio ambiente. Esta abordagem não apenas amplia o espectro de riscos identificados, mas também enriquece a análise ao incorporar múltiplas perspectivas.

O Procedimento de Gerenciamento de Riscos e Oportunidades do projeto da Linha 6 – Laranja engloba de forma sinérgica os conceitos da *ABNT ISO 31.000 – Gestão de Riscos - Diretrizes* e do *Capítulo 11 do PMBOK® Guide*, proporcionando o lastro teórico necessário para o processo. Com a utilização das técnicas previstas na *ABNT ISO 31.010 – Gestão de Riscos – Técnicas para o processo de avaliação de riscos*, como brainstorming, análise de causa-raiz, análise de causa e consequência, matriz de probabilidade/ consequência, além de entrevistas estruturadas conduzidas pelo Gerente de Risco, é identificado e analisado um grande número de riscos e oportunidades relacionados com as atividades que serão desenvolvidas, garantindo que diferentes pontos de vista e áreas de expertise sejam considerados em abordagens quanto: localização, impacto ambiental, condições da mão de obra,

aspectos técnicos, logística, custos e planejamento. Durante este processo, o Gerente de Risco faz perguntas direcionadas aos participantes com experiência relevante no projeto, partes interessadas e especialistas. Esta dinâmica permite a obtenção de opiniões especializadas e insights valiosos, contribuindo para uma análise de risco mais precisa e detalhada.

De maneira geral, o Sistema de Gerenciamento de Riscos no formato proposto, insere na vida útil de uma determinada atividade uma etapa entre a Solução de Engenharia e a Execução, com o objetivo extrair o máximo de informações sobre como os trabalhos irão se desenvolver e propor soluções visando a mitigação das ameaças e/ou potencialização de oportunidades. Como resultado certo desta abordagem, além do ganho de qualidade no processo de Gerenciamento de Riscos, está a fluência e compartilhamento da informação em todos os níveis da cadeia produtiva.

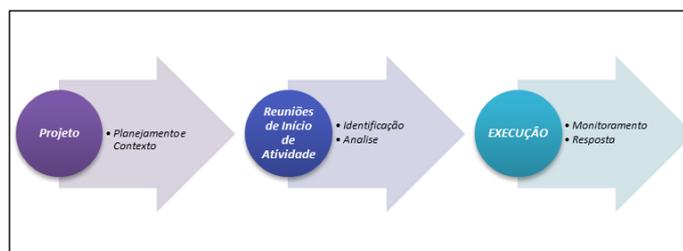


Figura 1. Etapas do Processo – Fluência das Atividades

3 ESTUDO DE CASO

As obras da Linha 6 – Laranja contam com os trabalhos de duas tuneladoras (TBM – Tunnel Boring Machine) que escavam o túnel de via em sentidos opostos. Até o momento, mais de 12 km de túneis em TBM já se encontram concluídos, caracterizando produtividades mais do que adequadas quando comparadas com obras deste mesmo tipo pelo mundo. Em diversos locais, de forma a que a tuneladora avance de forma segura, são executados tratamentos do maciço com a injeção de materiais para a consolidação do solo da região.



Figura 2. Traçado da Linha 6 – Laranja – São Paulo

Em uma destas operações de tratamento, devido à grande profundidade (+ 60 metros) e características do solo de extrema aderência e atrito, uma das hastes utilizadas para perfuração e injeção ficou emperrada. Foram desenvolvidas diversas ações para a tentativa de retirada da ferramenta, inclusive a contratação de uma empresa especializada que, apesar de ter movimentado a ferramenta, não conseguiu retirar totalmente a haste da área de interface com o túnel de via a ser escavado pela TBM-Sul. A interceptação da haste metálica pela tuneladora poderia causar danos irreversíveis ao equipamento, impossibilitando a manutenção das pressões de escavação, que poderiam, em uma situação limite, ocasionar recalques de grande magnitude com propagação para a superfície.

Essa ocorrência imprevista configurou a incidência de um risco com alto potencial de impacto à atividade de chegada da tuneladora. Como de praxe em nossa metodologia de trabalho, todas as atividades extraordinárias que envolvem as tuneladoras são precedidas de uma Reunião de Início de Atividade para identificação e tratamento dos riscos e oportunidades referente a esta etapa. Com a ocorrência inesperada da “perda” da haste metálica, durante a reunião prevista, além dos riscos já normalmente tratados, foi dada ênfase ao processo de análise da situação, com o objetivo de se traçar todos os cenários esperados e manter toda a equipe preparada, trazendo os níveis de riscos para padrões aceitáveis e manejáveis.

Primeiramente, foi reunida toda informação disponível sobre a possível localização da ferramenta perdida e de suas características. O “as built” das perfurações/ injeções dava conta de que a haste estava embutida na porção intermediária de três linhas de colunas, com inclinação de 5°. Após as tentativas de retirada da ferramenta, não se sabia ao certo se a movimentação obtida teria sido suficiente para o deslocamento da haste para uma posição fora da projeção do túnel, já que esta é formada por um conjunto de segmentos metálicos tubulares que poderiam ter se partido em uma das conexões.

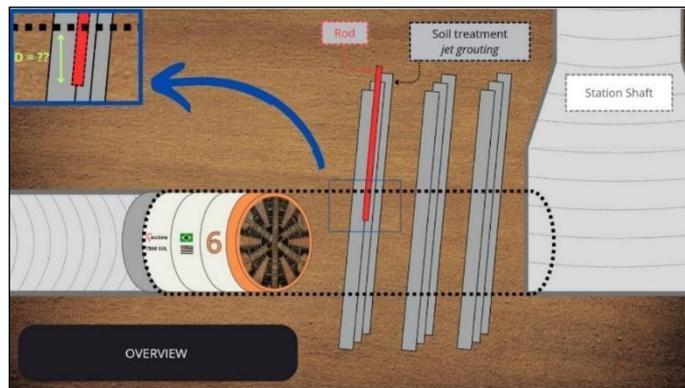


Figura 3. Situação inicial do risco



Figura 4. Modelo similar à haste em questão

3.1 Cenário ZERO: Paralisação das escavações e construção de poço auxiliar de pequeno diâmetro

Como primeira medida adotada na Reunião de Início de Atividade, aplicando as metodologias previstas ABNT ISO 31.010 – Gestão de Riscos – Técnicas para o processo de avaliação de riscos, foi incentivado o brainstorming, de maneira que uma primeira solução identificada foi a abertura de um poço de pequeno diâmetro para a retirada da haste metálica pela superfície. Em um rápido estudo, ainda sem aprofundamento pois as primeiras análises não justificavam sua continuidade, se vislumbrava uma paralisação nas atividades de escavação que poderia perdurar de 3 a 6 meses. Como no processo de identificação e análise através da matriz de probabilidade/ consequência, o risco foi classificado

com altíssima pontuação, ou seja, beirando padrões inaceitáveis, esta alternativa foi desconsiderada.

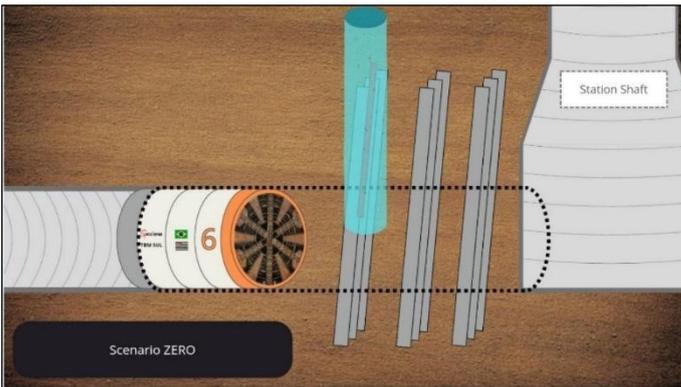


Figura 5. Cenário ZERO – Construção e poço auxiliar para retirada da haste

3.2 Cenário A: Identificação da haste – Execução de corte em de intervenção hiperbárica

Neste cenário visualizado, o avanço da tuneladora ocorreria de forma ultra controlada, com atenção total a mínimas alterações nos parâmetros da máquina, com o objetivo de acusar o exato momento de interceptação da haste. Quanto mais próxima a roda de corte da tuneladora estiver da posição real da haste, aumentam as possibilidades de êxito na operação de corte.

A intervenção hiperbárica, que envolve a criação de um ambiente pressurizado para que se possa realizar manutenções na frente da máquina, pode incrementar riscos significativos se houver a necessidade de realizar o corte da haste. Um destes riscos é a ocorrência de explosões ou incêndios devido à possibilidade ignição através de faíscas que podem ser geradas pelas ferramentas de corte. O processo de pressurização e despressurização da câmara também pode resultar em riscos aos trabalhadores, sendo sempre uma operação complicada, pois em caso de necessidade de diminuição das pressões para retirada dos operários, pode haver recalques na superfície.

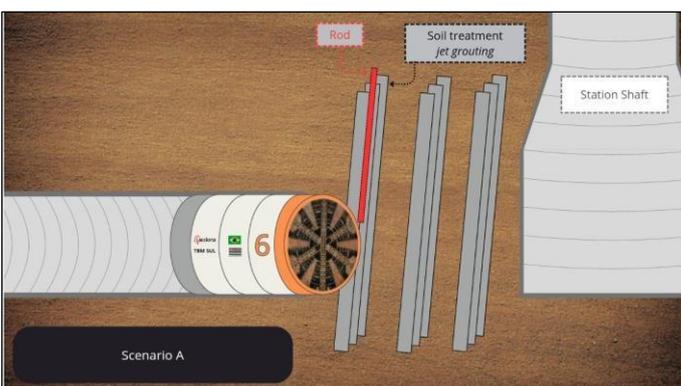


Figura 6. Cenário A – Identificação da haste – corte em intervenção hiperbárica

3.3 Cenário B: Identificação da haste – Impossibilidade de corte

Neste cenário visualizado, o avanço da tuneladora ocorreria de forma ultra controlada, com atenção total a mínimas alterações nos parâmetros da máquina, com o objetivo de acusar o exato momento de interceptação da haste. Porém nesta situação identificada, por questões de dificuldade em realização da intervenção hiperbárica, por diversos motivos, sendo o principal deles a dificuldade de manutenção das pressões devido a características do maciço, o corte da haste teria que ocorrer em pressão atmosférica. Para tanto, devido a grande quantidade de água no subsolo desta região, seria necessária a instalação de PBS (poços profundos com bombas submersas) com o objetivo de rebaixar o lençol freático e a execução da reinjeção para o controle de recalques na superfície.

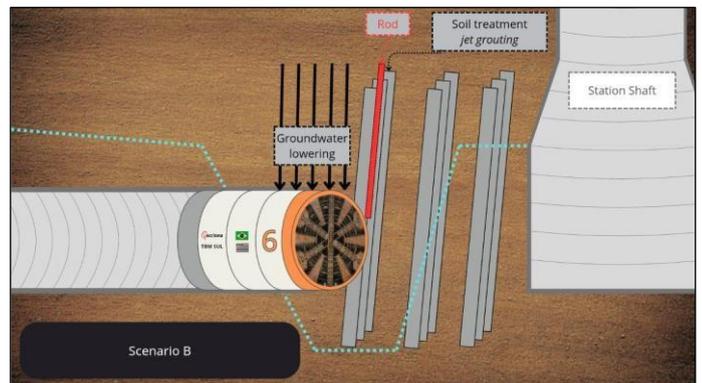


Figura 7. Cenário B – Identificação da haste – Impossibilidade de intervenção hiperbárica

3.4 Cenário C: Não identificação da haste – Danos à tuneladora

Neste cenário, o avanço da tuneladora ocorreria de forma controlada, porém não seria possível identificar a haste de forma adequada para o corte. Nesta situação a TBM interceptaria a haste, de maneira que fragmentos da ferramenta poderiam ficar presos na câmara de escavação ou rosca sem fim. Isso pode levar a uma interrupção da operação, exigindo a parada emergencial da máquina para reparos. Tal ocorrência, pode resultar em aumento do risco de recalques no solo devido à interrupção da pressão exercida pela tuneladora na frente de escavação, o que pode levar a instabilidade do solo, potencialmente provocando colapsos localizados. Na ocorrência deste cenário, além dos severos danos à tuneladora, a pressurização ficaria prejudicada o que poderia causar a propagação de recalques e, em uma situação limite, o colapso localizado do solo acima da TBM.

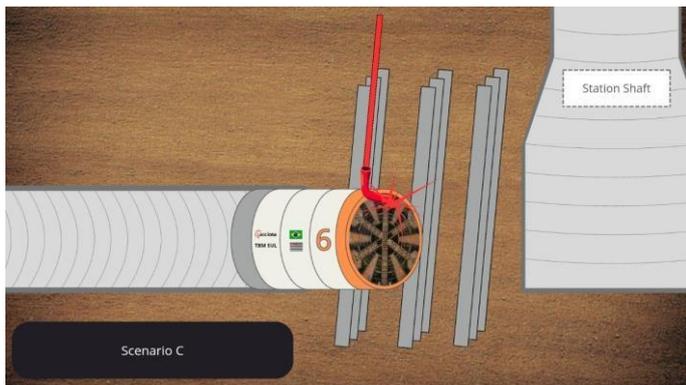


Figura 8. Cenário C – Não identificação da haste – Danos à tuneladora

3.5 Cenário D: Não identificação da haste – Sem impactos à escavação

A hipótese principal deste cenário é a de que a tuneladora não interrompe a escavação durante todo o avanço, prosseguindo normalmente até a chegada na próxima zona segura. Desta situação podemos entender que houve uma de duas alternativas: (i) a haste não causa obstruções significativas, pois efetivamente não se encontra na projeção do túnel ou (ii) a TBM consegue cortar ou fragmentar a haste sem maiores problemas. Nos dois casos, a operação poderia seguir normalmente com a continuidade das escavações.

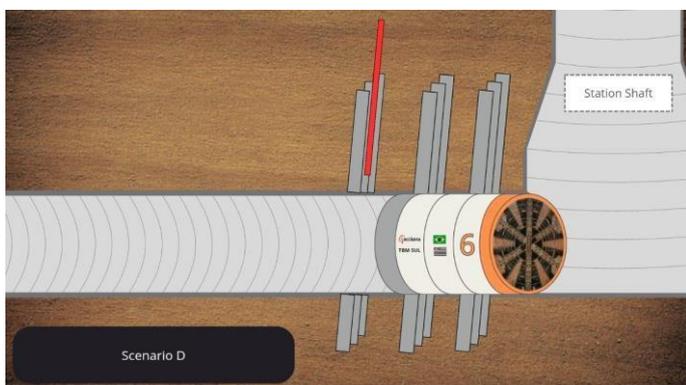


Figura 9. Cenário D – Não identificação da haste – Escavação

4 REGISTRO DE RISCOS

O Registro de Riscos é um documento essencial para o gerenciamento de riscos em projetos, pois caracteriza todas as ameaças e oportunidades que podem impactar o andamento das obras. No contexto do estudo de caso em questão, a utilização do Registro de Riscos possibilitou uma análise mais eficiente e detalhada, sendo que o documento inclui informações como descrição, classificação, partes interessadas, disciplina, probabilidade, consequência, medidas preventivas e atenuantes, facilitando a priorização, o desenvolvimento de respostas e o monitoramento dos riscos. Dessa forma, com o

preenchimento deste registro, que na Companhia é representado através do software desenvolvido internamente, é possível assegurar uma gestão proativa com incremento significativo das chances de sucesso do projeto.

RISCOS	CENÁRIOS				
	ZERO	A	B	C	D
Paralisação das atividades por longo período (3 a 6 meses)	X		X	X	
Recalques na superfície		X	X	X	
Exposões e incêndios		X	X		
Trabalho em hiperbárico - Rápida depressurização		X			
Danos perceptíveis e severos à tuneladora				X	
Danos de longo prazo (defeito oculto)					X

Tabela 1. Associação de riscos aos cenários

Registro de Riscos					
Riscos	Descrição	Prob	Conseq	Pont	Class
Paralisação das atividades por longo período (3 a 6 meses)	CAUSA: Execução de atividades não previstas, para viabilizar a passagem da tuneladora pela região da haste; CONSEQUÊNCIA: Paralisação da escavação para execução destas atividades não previstas. Impacto em prazo	Moderado	Enorme	15	Muito Alto
Recalques na superfície	CAUSA: Diminuição da pressão de escavação devido a intervenções hiperbáricas, necessidade de rebaixamento ou problemas mecânicos; CONSEQUÊNCIA: Deslocamentos do solo por diminuição da pressão de frente ou adensamento do solo pela perda de água.	Moderado	Grave	12	Significativo
Explosões e incêndios	CAUSA: Ignição ou falha proveniente das ferramentas de corte em ambiente confinado; CONSEQUÊNCIA: Incêndio ou explosão de forma descontrolada, com afetação a pessoas e equipamentos;	Improvável	Grave	8	Moderado
Trabalho em hiperbárico - Rápida depressurização	CAUSA: Necessidade de atendimento à pessoas que estão trabalhando em regime hiperbárico; CONSEQUÊNCIA: Diminuição da pressão de frente ocasionando recalques na superfície.	Improvável	Grave	8	Moderado
Danos perceptíveis e severos à tuneladora	CAUSA: Intercepção da haste com entrada de fragmentos na câmara de escavação ou parafuso sem fim; CONSEQUÊNCIA: Travamento da tuneladora por quebra de componentes dentro da câmara ou do parafuso sem fim;	Moderado	Enorme	15	Muito Alto
Danos de longo prazo (defeito oculto)	CAUSA: Intercepção da haste, sem danos imediatos ou paralisação da escavação por inutilização da máquina; CONSEQUÊNCIA: Continuidade da escavação com danos ocultos, sendo que com o tempo a produtividade pode ser afetada ou a escavação paralisada por falha catastrófica na máquina;	Improvável	Grave	8	Moderado

Tabela 2. Registro de Risco - Classificação

5 RESULTADOS E CONCLUSÕES

No segundo semestre de 2024, a tuneladora Sul chegou à posição da localização prevista da haste. Foram iniciadas as providências de aproximação com o avanço de forma cuidadosa, sendo que após a montagem de diversos anéis na região esperada, sem alterações significativas nos parâmetros da máquina, foi considerado que o TBM não interceptou

diretamente ou não foi perceptível a interação com a haste, caracterizando o Cenário “D”.

Em que pese que em um dos avanços tenha sido identificado, de forma sutil, parte de um objeto estranho na esteira transportadora, não houve mínima alteração nos parâmetros de escavação da tuneladora que justificasse a paralisação das atividades.

Como principal resultado desta abordagem diferenciada que foi criada para esta possibilidade de ocorrência, foi a importante e valiosa lição aprendida no processo, inclusive com a criação de um procedimento de corte, que pode ser utilizado em situações de intervenções hiperbáricas ou atmosféricas. Fato é que, algumas semanas depois, houve uma ocorrência semelhante, porém na outra tuneladora (TBM-Norte), sendo a haste identificada e cortada pela equipe de produção sem maiores problemas. Esta ocorrência deixa claro que a Gestão de Riscos, da maneira que foi dimensionada para o projeto da Linha 6 – Laranja, atingiu seus objetivos, direcionando recursos e evitando qualquer tipo de afetação a pessoas ou a estruturas.



Figura 10. Haste identificada e cortada segundo procedimento criado

De maneira geral, abaixo destacamos alguns pontos que qualificam o sistema de Gestão de Riscos do projeto da Linha 6 – Laranja como referência para megaprojetos deste tipo, inclusive com reconhecimento em auditorias e pelas seguradoras do empreendimento, são eles:

- Teoria bem utilizada nos procedimentos e abordagem prática e multidisciplinar na identificação, monitoramento e resposta;
- Reuniões de Início de Atividade, com participação multidisciplinar, oportunidade em que além da identificação dos principais riscos, são repassadas todas as medidas preventivas e atenuantes;
- Acompanhamento efetivo da equipe de Gestão de Riscos que verifica

sistematicamente se as medidas identificadas foram efetivamente implementadas;

- Como para o caso da haste, independentemente da materialização ou não do risco identificado, são desenvolvidos procedimentos e rotinas que são utilizadas em situações similares;
- Criação de uma cultura de Gestão de Riscos, em que todas as áreas, desde a produção até os setores de apoio contribuem ativamente para a identificação e monitoramento dos riscos.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 31.000: Gestão de Riscos – Diretrizes, Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 31.010: Gestão de riscos – Técnicas para o processo de avaliação de riscos, Rio de Janeiro, 2018.

PROJECT MANAGEMENT INSTITUTE (PMI). Guia do Conhecimento em Gerenciamento de Projetos (Guia PMBOK). 7 ed. Estados Unidos: PMI, 2021

OBRAS SUBTERRÂNEAS: NECESSIDADES E OPORTUNIDADES DE ALTERAÇÕES DAS SOLUÇÕES DO PROJETO EXECUTIVO

E. Maggi 1, M. Takeuchi 2, H. Rocha 3, F. Hirata 4, G. Robbe 5, M. E. R. Fernandes 6;
Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

RESUMO: Os projetos subterrâneos apresentam muitas variabilidades, especialmente aquelas relacionadas às características dos maciços, que dificilmente podem ser previstas integralmente na etapa de projeto básico. Algumas dessas variações podem resultar em acréscimos de custos e prazos, enquanto outras podem levar a reduções. Em obras de grande extensão, como uma linha de metrô, é comum que ocorram diversas dessas situações ao longo do trajeto, muitas vezes exigindo que projetistas e executores revisem detalhes executivos durante a implantação. Em alguns casos, essas revisões resultam em melhorias significativas nos projetos, seja em termos de prazos, custos ou até mesmo no nível de segurança. A atuação da Assistência Técnica à Obra (ATO) desempenha um papel essencial nesse ajuste do projeto às condições reais do local. No entanto, é a atuação conjunta e harmônica entre todos os envolvidos — cliente, projetista, supervisora e executora — que realmente possibilita a criação de condições favoráveis para implementar as alterações necessárias.

No artigo são apresentadas algumas dessas ocorrências recentes em obras do Metrô de São Paulo, onde a engenharia buscou soluções na etapa de projeto executivo que, de alguma maneira, obtiveram êxito para a construção em prazo, custo e/ou segurança executiva.

1 TUNEL DE TRANSIÇÃO SUL

1.1 Histórico

O Metrô de São Paulo está implantando o prolongamento da Linha 2-Verde entre a estação Vila Prudente até estação Penha, com 8 estações e 8,4km de extensão no trecho denominado de fase 1 (Figura 1).

O túnel de via está sendo executado predominantemente pelo método TBM (Tunnel Boring Machine) de via dupla, com trechos complementares construídos pelo método Convencional (NATM), onde foi necessária a adoção de seção variável ou de via singela. O TBM parte de uma vala denominada Complexo Rapadura e segue em direção ao Poço de retirada Falchi Gianini,

incluindo trechos de arraste como nas estações e nos túneis NATM executados previamente à chegada da máquina. O trecho restante do túnel será executado

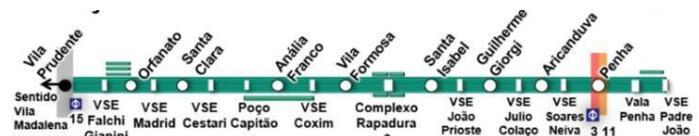


Figura 1 Trecho esquemático da Fase 1 do empreendimento Linha 2-Verde

pelo mesmo TBM, partindo da estação Penha e retirada prevista no Complexo Rapadura.

A estação Anália Franco, que integrará com futura Linha 16, é a maior estação desta fase do empreendimento e a plataforma, composta de via dupla, de continuidade do túnel executado pelo TBM e uma terceira via, para viabilizar o looping para atendimento ao trecho de maior demanda de usuário

que é o trecho hoje operacional até a estação Anália Franco. (Figura 2)



Figura 2 Trecho estação Anália Franco ao TTS

Entre a estação Anália Franco e o Poço Capitão, foi prevista a execução de 2 túneis, sendo que um dos túneis foi definido pelo método em TBM, via dupla, e outro túnel em NATM, via singela que é a terceira via que viabiliza o “looping” na estação Anália Franco.

Para viabilizar esta terceira via, houve necessidade de executar um trecho de túnel pelo método convencional, de seção variável, chamado de TTS (Túnel de Transição Sul). No trecho que o túnel se encontra com o poço, há uma geometria da seção maior, para comportar a via dupla da TBM e a terceira via numa única seção transversal. A seção transversal é progressivamente reduzida ao longo de 98m, acompanhando o traçado de via e o AMV (aparelho de Mudança da Via) (Figura 3).



Figura 3 Planta do TTS – Projeto Original – Poço Capitão

1.2 Projeto executivo – Emboque da TBM pelo TTS

O projeto executivo definiu o uso de uma TBM com diâmetro de 11,65 m e diâmetro externo do anel de concreto de 11,25 m. A máquina parte do Complexo Rapadura em direção ao Poço Falchi Gianini, executando o túnel e sendo arrastada pelas estações e pelo túnel NATM, até alcançar o Poço Capitão. A partir daí, a TBM é arrastada ao longo do TTS, com 98 m de extensão, para um novo emboque na parede de paralisação do túnel de transição, localizado no final da seção 13 (Figura 4).

A obra desse trecho foi dividida em 2 lotes, sendo que o TTS pertence ao Lote 4 e TBM ao Lote 1, o que gera interface entre os 2 lotes em relação ao cronograma de execução do túnel e para preparo de chegada, arraste e partida da TBM.

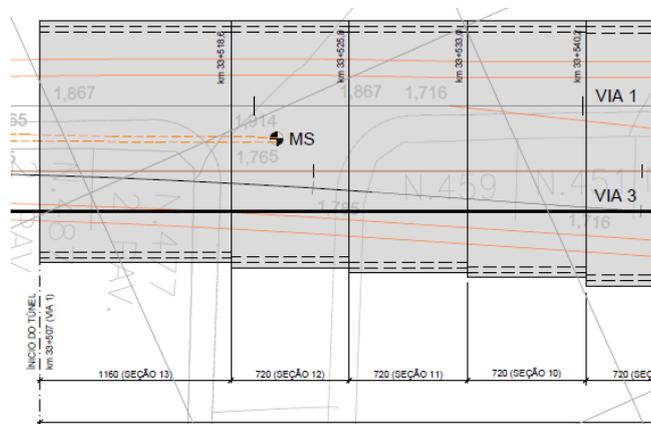


Figura 4 Planta do TTS

Neste cenário o projeto executivo previa para Lote 4, toda escavação do túnel e fechamento da parede de paralisação frontal em revestimento primário, para liberar ao Lote 1 o início do tratamento do maciço para emboque da TBM a partir desta parede de paralisação.

Pelo formato geométrico desta seção final NATM do TTS a utilização de estrutura metálica de reação da TBM aplicada às demais estações do empreendimento foi descartada no início do desenvolvimento dos projetos executivos, visto que demandaria alargamento significativo da seção, bem como a aplicação de dispositivos de içamento não convencionais durante o seu processo de montagem podendo aumentar demasiadamente o prazo para arraste do equipamento nesta seção NATM. Originalmente os arrastes e partidas do TBM pelas demais unidades construtivas do projeto foram programados para ocorrerem em até 21 dias.

Assim a estrutura de reação para partida da TBM foi preconizada inicialmente de consoles engastados no revestimento secundário do túnel NATM, permitindo

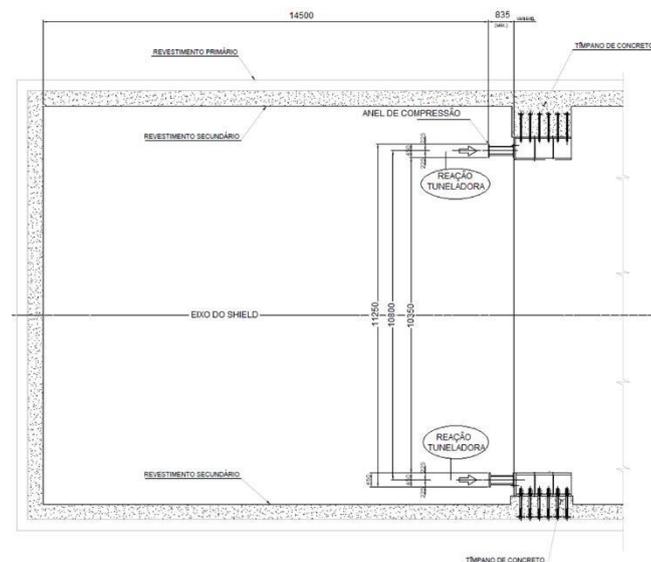


Figura 5 Corte longitudinal do TTS, com detalhes da estrutura de reação da TBM.

a passagem da TBM até encostar na parede frontal e, na sequência, execução da estrutura metálica fixada nos consoles para apoio dos pistões da máquina (Figuras.5, 6 e 7).

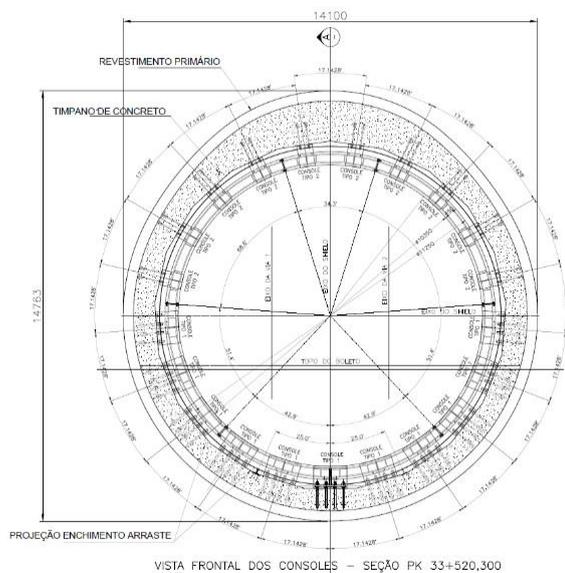


Figura 6 Corte Transversal do TTS, com detalhes da estrutura de reação da TBM

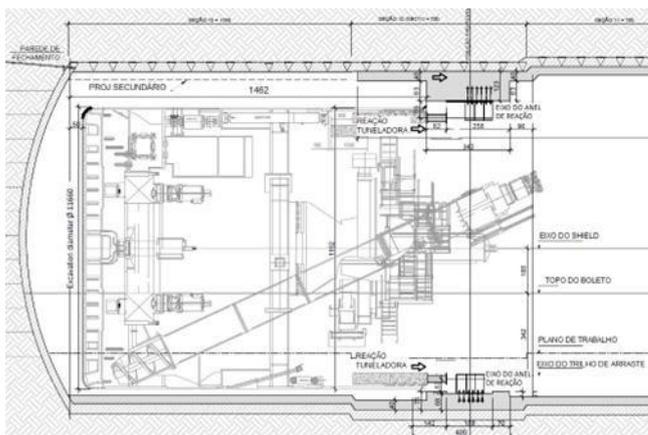


Figura 7 Corte longitudinal do TTS, com TBM posicionada para emboque

1.3 Dificuldade executiva

A metodologia definida no projeto era factível tecnicamente, porém gerou dificuldade para atendimento às premissas iniciais, tais como:

- Atendimento ao cronograma: Em função de imprevistos durante a implantação de obra e ainda decorrentes das interfaces de atividades entre os lotes, tornou-se impossível atendimento ao cronograma inicialmente estabelecido. O tratamento de partida da TBM no fechamento frontal do túnel foi um dos fatores de atraso ao cronograma, que poderia implicar em paralisação da máquina.

- Estrutura de reação no revestimento do túnel: Como o empuxo de partida da TBM era alto, em torno de 4.300tf, houve necessidade de reforçar o revestimento do túnel. Mesmo com esse reforço, o estudo conduzia eventual necessidade de apoio adicional, como tirantes.
- A estrutura metálica de reação, somente possível montar após a passagem da TBM era estrutura pesada, que poderia demorar para sua montagem, podendo significar outra paralisação da TBM.

1.4 Premissas para o estudo alternativo

Considerando essas dificuldades, foram definidas as seguintes premissas visando estudo alternativo para atendimento aos prazos sem implicar em custo adicional:

- Tratamento para emboque da TBM: Considerando que o tratamento para partida da TBM é um serviço demorado que não atenderia ao planejamento inicial, foi estudada uma metodologia que viabilize eliminação deste serviço.
- Empuxo de partida: Como o empuxo de partida da TBM é alto, e toda a carga de partida estava concentrada no anel que reagia de forma concentrada diretamente no revestimento, foi estudada alternativa para distribuir a carga de partida de 4.300tf.
- Estrutura metálica de reação: A estrutura metálica, prevista para montagem posterior à passagem arrastada da TBM era muito pesada e necessitava de prazo para fornecimento e montagem. O estudo viabilizou redução desta estrutura para metade do peso.
- Revestimento do túnel: A estrutura de reação, inicialmente prevista para ser montada no revestimento secundário, que requer instalação de manta de impermeabilização e execução do secundário, foi alterada para ser executada no revestimento primário, que significa redução no prazo de partida da TBM.

Para viabilização dessas premissas, foi necessário fazer ajuste no traçado de via permanente, aproximando o AMV (Aparelho de Mudança de Via) ao Poço Capitão, fazendo com que a extremidade do túnel TTS executado pelo NATM seja utilizada como estrutura de partida da TBM. Implicou em pequena perda no intervalo entre os trens quando circulam pela

terceira via, mas sem prejuízo no headway operacional da Linha 2.

1.5 Projeto alternativo

O projeto foi desenvolvido com as premissas estabelecidas para estudo alternativo. A eliminação do tratamento de partida foi viabilizada com emprego de coulis na extensão de 17,5m, chamada de Zona 1, com resistência a compressão de 4 a 5 Mpa.

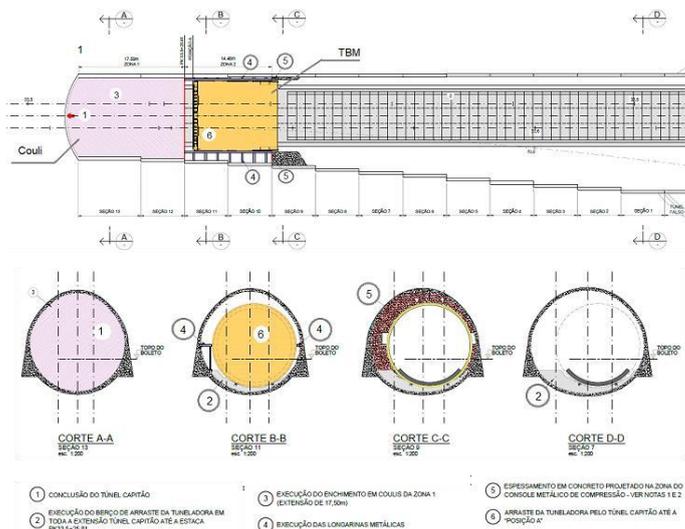


Figura 8A Nova metodologia de partida da TBM pelo TTS

O início de escavação da TBM na região de coulis,

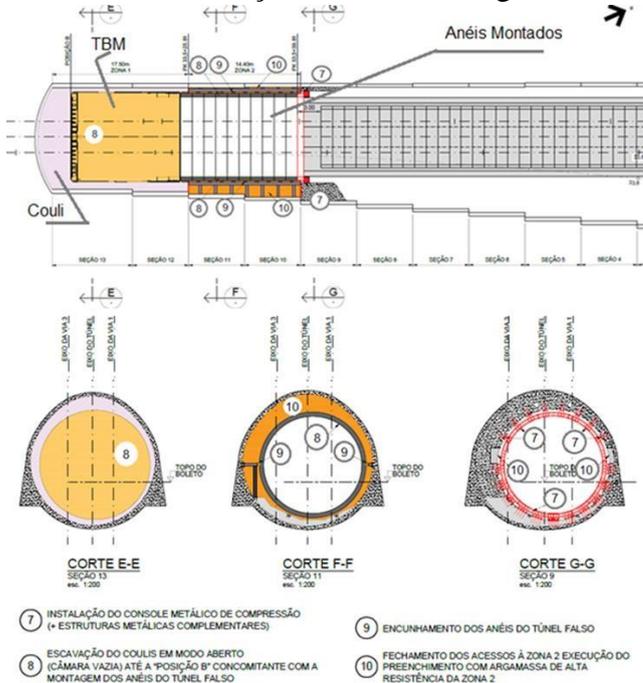


Figura 8B Nova metodologia de partida da TBM pelo TTS

que tem baixa resistência, foi estimada para ter empuxo bastante inferior ao empuxo na condição do projeto original, e assim utilizar estrutura metálica de

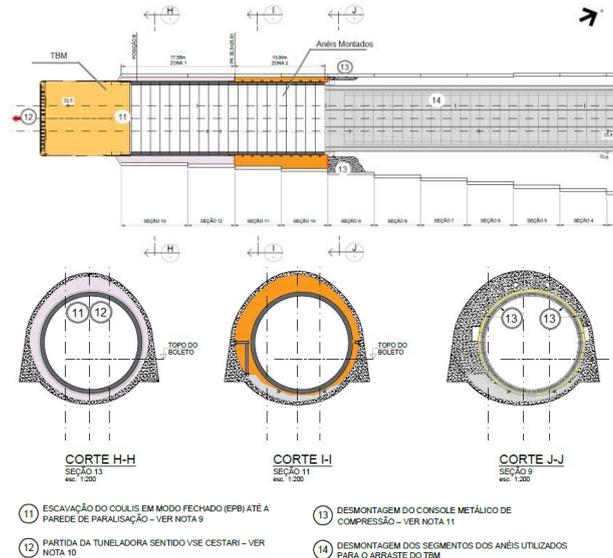


Figura 8C Nova metodologia de partida da TBM pelo TTS

partida mais leve, para facilitar na sua montagem e consequente redução no prazo.

Desta forma, a estrutura de reação foi alterada de “estrutura metálica pesada e revestimento secundário em ponto localizado do túnel”, para “estrutura metálica mais leve e distribuído no revestimento primário do túnel”, com distribuição de carga ao longo de 14,4m do túnel montado na área chamada de Zona 2, resultando na seguinte sequência executiva. (Figuras 8A a 8C)

Nesta nova metodologia de partida, a região junto ao final do túnel NATM, de 17,5m foi preenchida com coulis, que tem a função de reduzir o empuxo durante o avanço da TBM, além da função do anel de vedação para início da escavação no solo, e conjuntamente com os anéis montados na zona 2, formam a estrutura de reação para escavação do trecho que será executado com empuxo maior. Como o volume é significativo, foi preenchido por gravidade, por meio de furo executado pela superfície e em camadas, (Figura 9)

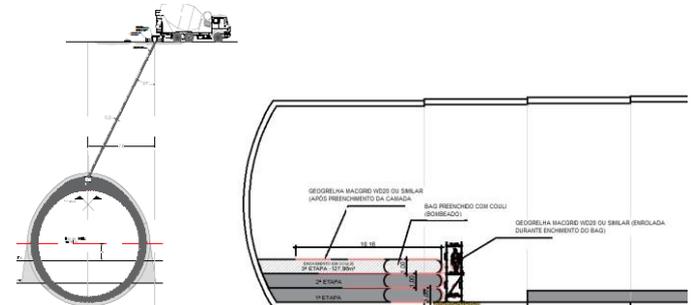


Figura 9 Preenchimento da Zona 1 por coulis

O empuxo inicial para escavação do trecho em coulis, que foi preparado para resistência $\leq 5\text{MPa}$, foi estimado em 1.500tf, portanto praticamente 1/3 do empuxo inicialmente previsto para emboque a partir

do fechamento frontal do túnel NATM. Desta forma, a estrutura de reação que no projeto executivo foi dimensionado para empuxo de 4.300tf, no projeto alternativo foi redimensionado para estrutura mais leve, chegando em aproximadamente 50% do peso inicial. Com estrutura mais leve, as condições de montagem desta estrutura também favorecem na facilidade e agilidade. Outro fator significativo de redução do prazo para montagem é a fixação com chumbadores, onde o projeto alternativo detalhou chumbadores muito mais leves para resistir ao empuxo reduzido (Figuras 10A e 10B).

Assim que concluir a montagem da estrutura metálica de reação, a TBM parte escavando a frente preenchida com coulis (Zona 1) montando os anéis no trecho onde não tem enchimento (Zona 2), portanto os anéis devem ser posicionados apoiados em perfis metálicos instalados transversalmente ao túnel, para manter localização precisa dos anéis.

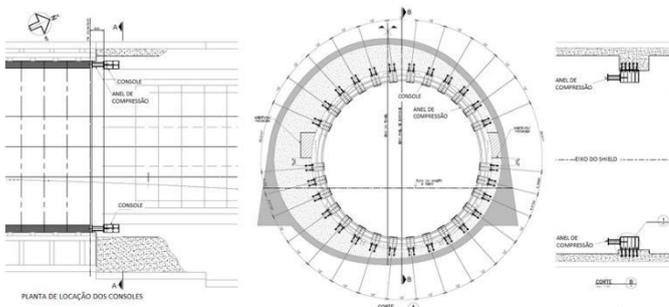


Figura 10A Estrutura de reação reduzida

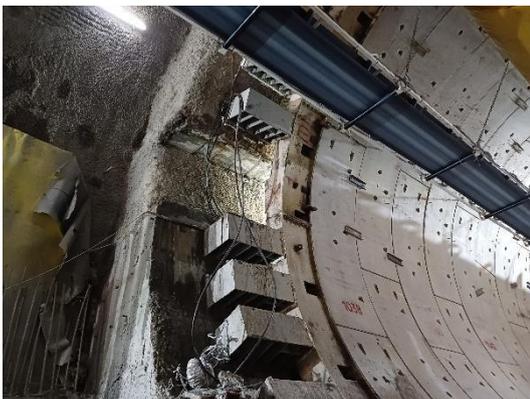


Figura 10B Foto da Estrutura de reação reduzida

Quando a TBM encosta na parede do túnel NATM, ou seja, ao término do trecho preenchido com coulis, inicia o preenchimento com argamassa do vazio entre o segmento da TBM e o túnel NATM da Zona 2, que será a estrutura de reação para continuidade de escavação da TBM.

A Zona 2 montada com 10 anéis de 1,5m solidarizados no revestimento primário do NATM, será utilizada como estrutura de reação para romper o

concreto projetado e iniciar escavação do maciço onde o empuxo foi estimado em 4.300tf.

1.6 Resultados do estudo alternativo:

Os resultados obtidos das leituras das cargas e do desempenho, mostraram exatamente da forma como foi planejado, ou seja:

- Redução nos custos de implantação do estudo alternativo, conforme detalhado no item 1.7.
- Redução no prazo de implantação da nova metodologia de partida da TBM, que viabilizou sequência normal de escavação da TBM, sem implicar em paradas, conforme detalhado no item 1.8;
- A estrutura metálica reduzida funcionou como estrutura de reação para escavação do trecho em coulis;
- Redução da carga de empuxo para escavação inicial ficou próxima do estimado no projeto. Carga foi reduzida para 30 a 40% do empuxo inicialmente estimado (Figura 11);

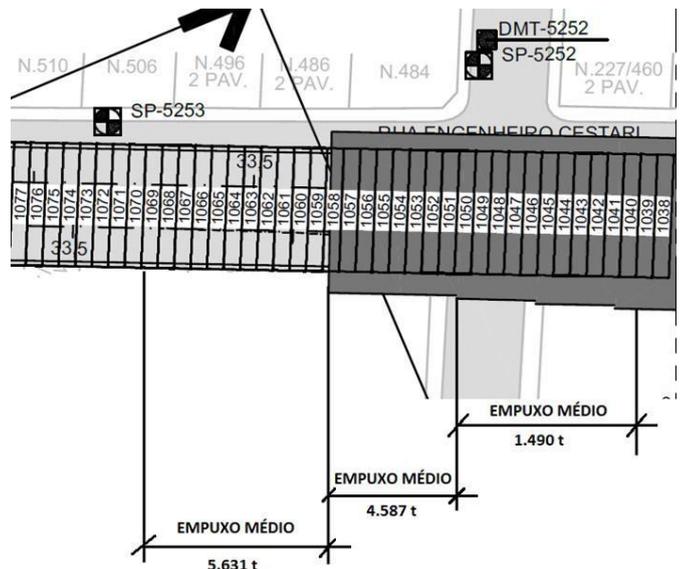


Figura 11 Empuxos para escavação do trecho em coulis e no solo

1.7 Custos

Solução Projeto Executivo:

Os serviços necessários aos lotes 1 e 4, nos trechos correspondentes às zonas 1 e 2, para viabilização da solução preconizada no projeto **executivo** são:

- Enfilagem tipo Jet-Grouting horizontal
- Enfilagem de vergalhão de fibra de vidro
- Injeção com calda de cimento para enfilagem de fibra de vidro
- Enfilagem injetada de bulbo contínuo com CCPH Ø 30 cm
- Dreno horizontal profundo

- Arraste de couraça EPB
- Fornecimento de anéis de concreto para túnel
- Estrutura metálica de reação
- Aço CA-50 - fornecimento e colocação

Valor aproximado no I0: R\$ 9 milhões.

Solução Projeto Alternativo:

Os serviços necessários aos lotes 1 e 4, nos trechos correspondentes às zonas 1 e 2, para viabilização da solução preconizada no projeto **alternativo** são:

- Escavação com couraça tipo EPB
- Fornecimento de anéis de concreto para túnel
- Arraste de couraça tipo EPB
- Fornecimento e lançamento de coulis;
- Concreto $30,0 \leq f_{ck} < 34,0$ Mpa;
- Estrutura metálica de reação

Valor Total no I0: R\$ 4.5 milhões.

Diferença aproximada de valor entre a solução do projeto executivo em relação à solução alternativa: R\$ 4,5 milhões que em valor atualizado, resulta em aproximadamente R\$ 8,9 milhões.

1.8 Prazos

Houve significativa redução de prazo com a adoção da solução do projeto alternativo para chegada, arraste e partida da tuneladora, isso porque a solução adotada suprimiu a atividade de tratamentos de partida no contorno e no septo da seção da TBM, atividade com maior prazo nesta partida e que só seria iniciada com a seção NATM plenamente escavada tendo em vista o espaço disponível para trabalho.

Tabela 1 Quadro Comparativo de Atividades e Prazos Previsto

Atividade	Duração	
	Projeto Executivo	Projeto Alternativo
Prévias a chegada da máquina (conforme solução)	212	81
Arraste da TBM	7	10
Montagem da Estrutura de Reação ou Anél Metálico de Reação	15	10
Montagem dos Anéis Falsos (10 anéis)	-	7
Enchimento do Espaço Anelar	-	7
Cura da Argamassa	-	3
Partida da TBM de Capitão	1	1
Durações totais	235	119
Diferença de prazo total	116	
*Alguns prazos foram ajustados tendo em vista a simultaneidade e caminho crítico		

Ainda, caso adotado o projeto executivo, seria necessária a execução de parte do revestimento secundário do túnel NATM para transferência dos esforços de partida, estrutura substituída como mencionado.

A Tabela 1 compara as durações previstas para cada projeto.

Em campo o projeto alternativo foi viabilizado com um ganho adicional nas atividades prévias à chegada da máquina, sendo o total do projeto alternativo executado em 126 dias, em função da maior simultaneidade de atividades.

2 L2 – VERDE - ESTAÇÃO ARICANDUVA

2.1 Visão Geral

A Estação Aricanduva da Linha 2 do Metrô de São Paulo (Figura 12), objeto deste capítulo.



Figura 12 Vista aérea da estação.

A estação é caracterizada por uma vala com escavação a céu aberto, composta por seis poços circulares secantes, com 33m de diâmetro e 32m de profundidades.

Considerando suas sobreposições totalizam 148m de comprimento. Está localizada às margens do rio Aricanduva, em uma região cuja geologia apresenta uma fina camada de aterro, em trechos com espessura inferior a 1 metro. Subjacente a esta camada, encontra-se uma expressiva camada de solo mole aluvionar, quaternário, caracterizada por baixa capacidade de suporte e parâmetros geotécnicos reduzidos.

O nível do lençol freático na região está localizado, em média, a cerca de 1 metro abaixo do nível do terreno, com a agravante de que, em períodos de chuva, a área sofre inundações.

Já na fase de projeto executivo e com o contrato de execução da obra em andamento, foram realizadas escavações rasas para verificar interferências e

caracterizar o solo aluvionar presente no local. (Figura 13)



Figura 13 Prospecção do solo mole

Antes da mobilização dos equipamentos necessários para a execução das paredes diafragma, foram realizados furos-teste utilizando equipamentos para estacas de grande diâmetro (80 cm). O objetivo era verificar a capacidade de estabilização dos furos de perfuração, uma etapa fundamental, considerando que a estabilidade da escavação de um painel de parede diafragma é mais crítica do que a de uma estaca circular (Figura 14).



Figura 14 Perfuração teste

Os testes demonstraram que, mesmo com variações na densidade e no tipo de fluido estabilizante, a camada de solo aluvionar não possuía resistência suficiente para manter-se estável durante a escavação.

A baixa tensão imposta pelo fluido estabilizante, associada à constante movimentação e manobra da ferramenta de perfuração, agravava ainda mais a instabilidade do furo.

2.2 Soluções Propostas

Diante do desafio de estabilizar a camada de solo aluvionar durante a execução das paredes diafragma, foram avaliadas três possíveis soluções:

a) *Melhoramento de Solo com Jet Grouting Vertical Tradicional*

Esta solução consistia na execução de colunas de Jet Grouting para promover o melhoramento do solo e aumentar sua resistência. As colunas seriam formadas pela aplicação do método convencional com alto consumo de cimento $>400 \text{ kg/m}^3$ e baixos parâmetros de passo da haste e velocidade, o que resulta em maior consumo em volume de calda.

b) *Adensamento do Solo Mole com Geoenrijecimento CPR Grouting*

Esta técnica, oferecida pela Engegraut Engenharia e Geotecnia, buscava melhorar os parâmetros geotécnicos do solo mole por meio de adensamento controlado. A solução consiste em executar a expansão de volume (bulbos), através da injeção de calda de cimento com baixo teor de cimento e promover, assim, o adensamento do solo mole. Para aumentar a velocidade de dissipação da pressão neutra, há a inserção de drenos fibroquímicos verticais (Figura 15).

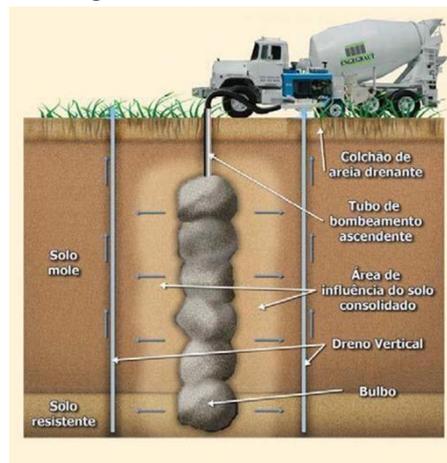


Figura 15 Geoenrijecimento (Engegraut Eng.)

c) *Jet Grouting Vertical Modificado*

A solução adotada foi uma variação do Jet Grouting Vertical tradicional, utilizando menor consumo de cimento (200 kg/m^3 , $a/c = 1,20$), alta pressão de bombeamento, menor velocidade de rotação da haste e maior velocidade de avanço.

Foram realizados ensaios de traço para otimizar o consumo de cimento em relação à melhoria necessária nos parâmetros de resistência do solo local. Também foram realizadas colunas testes para permitir verificar a qualidade da coluna formada, principalmente diâmetro.

2.3 Solução Adotada



Figura 16 Detalhe das colunas ao redor do alinhamento da Parede Diafragma

A solução adotada, de colunas de 120 cm de diâmetro e espaçamento de 90 cm, permitiu a execução posterior das paredes diafragma com pequena sobrecavação, garantindo uma perfuração estável e com desvios verticais dentro dos limites aceitáveis (Figura 16).

Para a escavação, foram utilizados equipamentos do tipo hidrofresa, cuja metodologia requer que os primeiros metros da escavação sejam realizados com Clam-shell tradicional. O alinhamento e a estabilidade dos primeiros metros da escavação foram cruciais para minimizar os desvios de verticalidade ao longo do painel.

Para obtenção de colunas de diâmetro de 120 cm e menor consumo de cimento foram utilizados parâmetros de pressão, velocidade vertical e angular diferenciados conforme Tabela 2 seguinte.

Tabela 2- Parâmetro de execução do Jet Grouting Modificado

Parâmetro	Teste 1	Teste 2
Diâmetro mín. (cm)	120	120
Pressão Injeção (bar)	280	350
Consumo de Cimento (kg/m ³)	200	200
Fator a/c	1,2	1,2
Água (l)	271	271
Cimento (kg)	226	226
Densidade (kg/l)	1,45	1,45
Passo da Haste (cm)	4	4
Intervalo (seg)	3,7	3,3
Rotação (rpm)	25	27
Tempo de Injeção (seg/m)	92	82

2.4 Resultados

A execução das paredes diafragmas em poços secantes da Estação Aricanduva apresentou desafios

técnicos significativos devido às condições geológicas e hidrogeológicas da área, como a presença de uma expressiva camada de solo mole aluvionar e o nível do lençol freático elevado. Esses fatores demandaram soluções técnicas específicas para garantir a estabilidade das escavações e a viabilidade da construção das paredes diafragma.

As três alternativas avaliadas demonstraram potencial técnico para atender às exigências da obra, mas apresentaram diferenças significativas nos aspectos de custo, consumo de materiais e desempenho. A solução escolhida, baseada no Jet Grouting Vertical Modificado, revelou-se a mais eficiente, equilibrando critérios técnicos e econômicos. Por meio de ajustes nos parâmetros de execução — como a redução do consumo de cimento, o aumento da pressão de injeção e o controle da velocidade angular e vertical da haste — foi possível formar colunas de 120 cm de diâmetro com alta qualidade e menor custo. Além disso, a compatibilidade dessa solução com a execução posterior das paredes diafragma foi confirmada pela estabilidade durante a escavação e pelos desvios verticais dentro dos limites aceitáveis.

A análise de custos reforçou a escolha da solução adotada. A alternativa (a), baseada no Jet Grouting Vertical Tradicional, apresentava o maior custo, estimado em R\$ 22 milhões (data 10/julho/2014), devido ao elevado consumo de cimento (>400 kg/m³) e à menor eficiência dos parâmetros de execução.

A alternativa (b), com o método de Geoenrijecimento CPR Grouting, oferecia uma redução significativa no custo, para aproximadamente R\$ 2,2 milhões, ao utilizar bulbos de adensamento e drenos verticais fibroquímicos.

Contudo, a solução (c), adotada na obra, apresentou o menor custo, estimado em R\$ 2,1 milhões, com um consumo de cimento reduzido para 200 kg/m³ e parâmetros otimizados que garantiram eficiência e qualidade técnica.

A escolha do Jet Grouting Vertical Modificado demonstrou-se tecnicamente viável e economicamente vantajosa (cerca de R\$ 20 milhões), atendendo aos desafios impostos pelas condições locais e proporcionando uma solução sustentável para a execução das paredes diafragma.

A experiência adquirida neste projeto reforça a importância de testes prévios e ajustes finos nos parâmetros de execução para otimizar o consumo de recursos e garantir a segurança estrutural em obras de grande complexidade geotécnica.

Programa de drenagem urbana com uso de Tunnel Liner no Distrito Federal

A. C. Portugal

Tribunal de Contas do Distrito Federal, Brasília, Brasil

V. F. M. Ceolin

Graduação em Engenharia Civil, UnB, Brasília, Brasil

G. Gomes

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, UnB, Brasília, Brasil

RESUMO: A intensificação da urbanização no Brasil tem agravado problemas relacionados à drenagem urbana, como enchentes e alagamentos frequentes. Este artigo apresenta a implementação de um programa de drenagem urbana em três regiões críticas do Distrito Federal, utilizando a tecnologia *Tunnel Liner*. Este método, que consiste na instalação de galerias de reforço com revestimentos pré-fabricados, oferece maior resistência estrutural e reduz impactos ambientais e sociais. A proposta visa modernizar o sistema de captação de águas pluviais, ampliando sua capacidade hidráulica e solucionando limitações como sistemas operando no limite, enchentes recorrentes e alagamentos em vias públicas. Com diâmetros de 1200 a 3600 mm, os túneis foram projetados para minimizar interferências na infraestrutura existente, ampliando sua resiliência. O programa ainda inclui harmonização paisagística, com a criação de parque urbano, ciclovias e melhorias no entorno. A abordagem alia inovação tecnológica, sustentabilidade e planejamento urbano, com impactos positivos na infraestrutura e na qualidade de vida da população.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento de Brasília e das regiões do entorno tem sido constante e por vezes desenfreado. Conforme retifica o Censo de 2022, a região inicialmente projetada pelo urbanista Lúcio Costa na década de 1950 para abrigar 500 mil habitantes tem hoje cerca de 3 milhões de pessoas, ultrapassando Salvador como a terceira maior do país (NOVACAP, 2024).

Vários assentamentos urbanos foram sendo implantados, por vezes à margem de qualquer intervenção governamental, trazendo enormes

transtornos à população com as crescentes mudanças climáticas observadas.

O adensamento populacional desordenado foi demandando constantes intervenções no sistema de drenagem do DF. Por conta disso, em 2009, foi instituído o Programa de Gestão de Águas e Drenagem Urbana do Distrito Federal, denominado à época como Águas do DF e atualmente nomeado como Drenar-DF.

O objetivo do programa é a revisão, ampliação e modernização do sistema de drenagem para suplantiar a aceleração da urbanização e suas

consequências, sendo a mais notável a ampliação da impermeabilização do solo. Conforme informações da Secretaria de Governo:

“Serão 7,68 km de tubulação saindo das redondezas do Estádio Nacional Mané Garrincha e descendo pela via L4 Norte, até chegar no Lago Paranoá. A rede seguirá em paralelo às quadras 902, 702, 302, 102, 202 e 402, cruzando o Eixo Rodoviário Norte (Eixão) e a L2 Norte” (SEGOV, 2023).

Intervenções programadas pelo próprio governo também têm gerado impacto significativo na capacidade de drenagem na capital. A construção do Estádio Nacional de Brasília, entre 2010 e 2013, impactou fortemente a região do início da asa norte, um dos bairros inseridos na região central de Brasília, aumentando os alagamentos à época e potencializando a poluição do Lago Paranoá.

A intensificação dos constantes alagamentos levou à necessidade de intervenção, culminando em diversos projetos para solucionar o problema. Contudo, uma exigência adicional foi incorporada ao processo: por se tratar de Brasília, reconhecida pela UNESCO como Patrimônio Cultural da Humanidade, o projeto precisou ser submetido à aprovação do Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN, 2015).

O IPHAN determinou que os reservatórios deveriam incluir medidas paisagísticas, de modo a permitir a utilização dessas áreas para outros fins, como espaços de recreação e lazer. Essa preocupação visava preservar o conceito de Brasília como uma cidade-parque, caracterizada por amplas áreas livres e paisagismo integrado ao ambiente urbano, impondo um complicador a mais nas obras de drenagem nesta área do DF.

Considerando essa característica, as obras do programa Drenar DF no início da asa norte procuraram solucionar os problemas de drenagem por meio da construção de novas galerias subterrâneas, suas interligações com a rede existente e bacias de detenção, incluindo também, para atender às exigências arquitetônicas características de Brasília, um novo parque, chamado de Parque Internacional da Paz, que integra as bacias de

detenção a céu aberto, preservando as marcantes características bucólicas da cidade.

2 Tunnel Liner

De acordo com a NASTT (2024) e a ABRATT (2024), os métodos não destrutivos podem ser definidos como sendo uma família de métodos, equipamentos e materiais utilizados para a construção de infraestruturas subterrâneas, com mínima ou nenhuma escavação da superfície e mínima interferência no tráfego, no comércio e em outras atividades locais, como exemplifica a Figura 1.



Figura 1. Tunnel Liner (Fonte: ARMCO STACO, 2023)

O *Tunnel Liner* é uma solução ideal para a construção de túneis de pequeno e médio diâmetro, variando entre 1,20 m e 5,00 m (ARMCO STACO, 2023). Amplamente utilizado no Brasil e no exterior ao longo dos anos, essa metodologia é especialmente recomendada para aplicações em:

- Galerias de drenagem pluvial e esgoto;
- Passagens de pedestres e veículos;
- Obras metroviárias;
- Mineração;
- Recuperação de galerias;
- Canalização de córregos;
- Reforço estrutural para túneis.

2.1 Dimensionamento

O dimensionamento estrutural do *Tunnel Liner* se baseia na formulação proposta pela AASTHO (2024):

$$CM = Cd * \delta * D \quad (1)$$

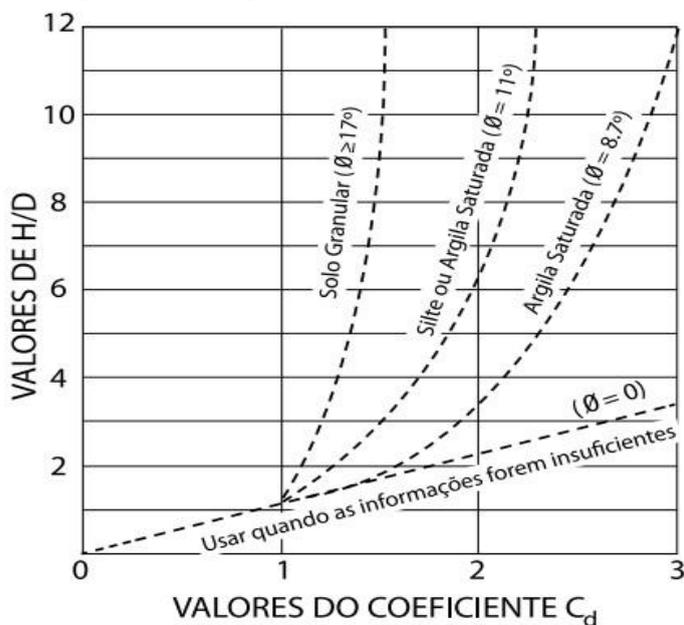
$$P_p = CV + CM \quad (2)$$

$$C = P_p * \frac{D}{2} \quad (3)$$

onde CM é a carga morta; CV é a carga viva; δ é o peso específico; D, o diâmetro da estrutura; Cd, o

coeficiente de Redução de Martson; Pp, pressão de projeto; C, compressão anelar e H é a altura de recobrimento. No caso de informações inadequadas, deve ser adotada a pior hipótese para o coeficiente Cd, tornando igual a H/D. Desta forma, a carga morta atuante no túnel será igual ao peso da coluna de solo sobre ele. O valor do coeficiente Cd é obtido por meio do emprego do gráfico da Figura 2.

Figura 2. Valores para o coeficiente Cd. (Fonte: ARMCO



STACCO - 2023)

Para o dimensionamento hidráulico das estruturas de aço corrugado é usado a formulação proposta para o dimensionamento de canais, utilizando a equação de Manning.

$$Q = A * \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} * \frac{\sqrt{i}}{n}$$

(4)

onde Q é a vazão (m³/s), A é a área molhada (m²), P é o perímetro molhado (m), i é a declividade (m/m) e n, o coeficiente de rugosidade, que é dado em função da corrugação.

Os valores médios recomendados para n são 0,024 quando não há revestimento com concreto e 0,015 quando há revestimento de concreto.

2.2 Execução

O método construtivo do *Tunnel Liner* envolve a escavação do solo, que pode ser realizada manual ou mecanicamente em galerias subterrâneas. No projeto Drenar DF, optou-se pelo uso da escavação quase totalmente manual, com avanços entre 1,5 e 3 m por semana em cada frente de escavação (TERRACAP, 2024). Essa escavação é realizada com um diâmetro

ligeiramente maior do que o previsto para o túnel, avançando em incrementos de 0,46 metros. A cada avanço, são instaladas chapas metálicas corrugadas, moldadas conforme o projeto do túnel.

De maneira resumida, as etapas de execução, conforme NAKAMURA (2012), são:

1. Realização de sondagens à percussão para obter os parâmetros de nível do lençol freático e de Standart Penetration Test (SPT);
2. De preferência, o início da execução do túnel deve ser realizado por emboque direto no talude. Entretanto, caso as condições locais não permitam essa abordagem, é possível adotar a abertura de poços de ataque com seção circular, dimensionados com diâmetro ligeiramente superior ao do túnel e escorados com as mesmas chapas utilizadas na obra. Essa solução foi implementada no projeto do Drenar DF. A Figura 3 ilustra uma situação real de um dos poços de ataque executados, enquanto a Figura 4 apresenta um desenho esquemático que detalha o fluxo de trabalho dentro desses poços;
3. Caso necessário, no fundo do poço de ataque pode ser escavado um reservatório para instalação de uma bomba d'água elétrica submersa;



Figura 3. Poço de Ataque do Drenar DF. (Fonte: Terracap)



Figura 4. Desenho esquemático do Poço de Ataque. (Fonte: ARMCO STACCO)

4. Após locação do eixo da obra, inicia-se a escavação da frente de ataque. Depois da escavação executa-se a montagem do anel;
5. A obra prossegue com esse ciclo de escavação e montagem do anel;
6. Vazios podem surgir entre a superfície externa das chapas de revestimento e o solo escavado. Esses vazios devem ser preenchidos para evitar recalques ou acomodações indesejáveis;
7. A declividade e o alinhamento definidos no projeto devem ser conferidos topograficamente, a cada etapa de montagem
8. Concluindo a montagem dos anéis de chapas metálicas corrugadas, são executadas as bocas de jusante e montante de concreto.

Quando a construção de um *Tunnel Liner* é destinada a servir como galeria de drenagem, recomenda-se revestir o interior do túnel com concreto reforçado por telas metálicas. Essa solução melhora significativamente as condições de escoamento (NAKAMURA, 2012). A Figura 5 ilustra o processo de jateamento de concreto em um trecho da tubulação já executada.



Figura 5. Jateamento de concreto no túnel – Drenar DF. (Fonte: Lúcio Bernardo Jr/ Agência Brasília)

2.3 Vantagens e desvantagens do *Tunnel Liner*

O método *Tunnel Liner* apresenta diversas vantagens que o tornam uma solução eficiente para a construção de túneis de pequeno e médio porte, com diâmetros variando entre 1,20 m e 5,00 m. Entre

seus benefícios, destaca-se a flexibilidade de aplicação, sendo adequado para diferentes tipos de solo e condições subterrâneas (DE ARAUJO, C.B et al 2017; FRANÇA, J.A et al 2020; SANTOS, R. 2022; RODRIGUE, P.S. et al 2017; PAVANI, T. 2018).

A instalação das chapas metálicas corrugadas é simples e rápida, contribuindo para a redução do tempo total da obra. Além disso, o método minimiza os impactos na superfície, o que é ideal para obras em áreas urbanas.

Vale comentar que essa característica está sendo bem explorada em outra região no DF, em que se está construindo outro túnel de drenagem abaixo da linha do metrô no final da asa sul. O limite de recalque admitido pela Companhia do Metropolitano do DF, responsável pela implantação e manutenção das linhas de metrô distritais, foi estipulado como inferior a dois centímetros, de modo a garantir a segurança do solo e da estrutura ferroviária (JB, 2024).

Outra vantagem é a possibilidade de ajustes durante a execução, permitindo adaptações a eventuais imprevistos no solo ou no projeto. As chapas metálicas oferecem alta durabilidade e resistência estrutural, garantindo segurança e confiabilidade, com base em sua aplicação em projetos bem-sucedidos no Brasil e no exterior (DE ARAUJO, C.B et al 2017; FRANÇA, J.A et al 2020; PEREIRA, R. et al 2020; SANTOS, R. 2022; RODRIGUE, P.S. et al 2017; PAVANI, T. 2018).

Por fim, outra característica peculiar desse método é que diferentemente das escavações com aberturas de valas, o método do *Tunnel Liner* permite continuidade da obra mesmo durante os períodos de chuvas.

Entretanto, o método também apresenta algumas limitações (ARMCO STACO, 2023). Ele é mais adequado para túneis de pequeno e médio diâmetro, não sendo ideal para obras de maior escala.

A execução, segundo PEREIRA R. et al (2020), requer precisão na escavação para garantir o ajuste correto das chapas metálicas, além de depender de mão de obra especializada para a instalação e o controle da obra, o que o torna uma obra relativamente mais cara do que a drenagem tradicional.

Em solos instáveis, pode haver risco de deformações antes da conclusão da instalação, o que exige reforços adicionais. Condições adversas do solo podem gerar custos extras, devido à necessidade de tratamentos específicos. Apesar de sua durabilidade, o *Tunnel Liner* pode demandar monitoramento

constante em ambientes corrosivos para garantir sua integridade a longo prazo (PEREIRA R. et al, 2020). Em solos mais rígidos, como o observado em uma parte das obras da asa norte, a complicação técnica adicional para a escavação também deve ser ponderada, uma vez que a logística de utilização de equipamentos de maior capacidade de escavação dentro de túneis de diâmetros mais reduzidos como os destinados à drenagem podem ser impeditivos significativos para o avanço normal das escavações (PEREIRA R. et al, 2020).

3 DRENAR DF

O Drenar DF é o maior programa de captação de águas pluviais da atualidade promovido no DF, com um investimento de aproximadamente R\$206 milhões apenas para o trecho da asa norte (Acordo de Cooperação Técnica entre IPHAN e SEGETH, 2015).

O projeto propõe intervenções nas Faixas 1-2 Norte, Faixa 10-11 Norte e Faixa 13 Sul e se compõe, basicamente, por reforço e ampliação das galerias existentes, novas redes de microdrenagem e reservatórios de acumulação ou detenção. A Figura 6 destaca, de forma detalhada, os limites de cada faixa contemplada no projeto. As obras iniciaram com a Faixa 1-2 Norte, marcada por ser uma das zonas mais afetadas com alagamentos.

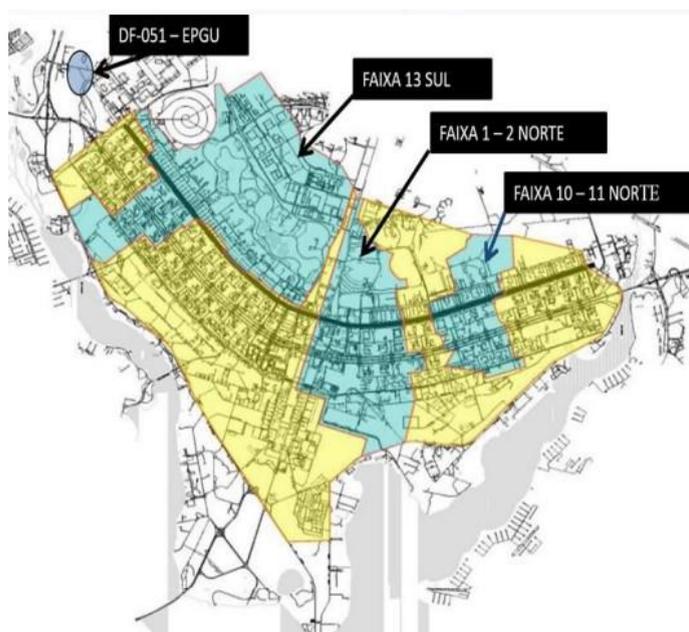


Figura 6. Bacias de Contribuição do Plano Piloto (Fonte: NOVACAP)

A Faixa 1-2 Norte inclui nova galeria de reforço, com uma extensão de 7,68 km de túneis, um reservatório subterrâneo de 2.900 m³ próximo ao Conjunto Nacional, um reservatório a céu aberto de 4.800 m³ localizado no Setor de Administração Federal Norte às margens da Via L2 Norte e uma bacia de detenção a céu aberto com capacidade para aproximadamente 40.000 m³ localizada no Setor de Embaixadas. São 306 unidades de entrada de bocas de lobo, 107 poços de visita e entradas de acesso à rede com profundidade média de 11,32 metros, chegando até 21,3 metros de altura, o equivalente a um prédio de seis andares (NOVACAP, 2024).

Na Faixa 10-11 Norte, a proposta prevê a implantação de uma rede de microdrenagem, uma galeria de reforço e uma bacia de detenção também a céu aberto de cerca de 40.000 m³ de capacidade, localizada ao longo de 800 m no canteiro central da Via L4 Norte.

Na Faixa 13 Sul, cuja bacia de contribuição envolve o Setor Sudoeste e o Parque da Cidade foram previstas três novas bacias de detenção a céu aberto, localizadas dentro do parque com capacidades respectivamente de 44.000, 33.500 e 28.000 m³, nova rede de microdrenagem ao longo da Via W4 Sul e uma bacia de detenção a céu aberto, com capacidade para armazenar 35.000 m³, localizada no parque da Asa Sul.

Há também um projeto para implantar uma segunda etapa na asa norte de Brasília, que compreende as quadras 4 e 5 até as quadras finais 14, 15 e 16 da asa norte (NOVACAP, 2024).

3.1 Resiliência da infraestrutura urbana com Tunnel Liner

O projeto Drenar DF utiliza a tecnologia *Tunnel Liner* como solução estratégica para fortalecer a resiliência da infraestrutura urbana no Distrito Federal. Ao modernizar os sistemas de drenagem, a iniciativa contribui para a mitigação de alagamentos recorrentes e a adaptação da cidade a eventos climáticos extremos, como chuvas intensas que têm se tornado mais frequentes.

A aplicação do *Tunnel Liner* no Drenar DF aumenta a capacidade hidráulica das galerias subterrâneas, enquanto sua estrutura robusta e durável reduz a

necessidade de manutenções frequentes. Além disso, o método não destrutivo de execução minimiza interferências em infraestruturas existentes, como redes de água, esgoto e telecomunicações, garantindo eficiência operacional e menor impacto social durante as obras.

Esse enfoque tecnológico, integrado ao planejamento urbano e ambiental, reforça a capacidade de Brasília em enfrentar os desafios impostos pela urbanização acelerada e pelas mudanças climáticas. Assim, o uso do *Tunnel Liner* transcende a resolução de problemas imediatos, consolidando-se como um componente essencial para a sustentabilidade e a qualidade de vida a longo prazo.

3.2 Parque Internacional da Paz

As intervenções do programa no início da asa norte, especialmente aquelas representadas pelas grandes bacias de retenção a céu aberto, estão localizadas em áreas que apresentam características da escala bucólica (Portaria IPHAN nº 166/16 e Decreto nº 10.829/87). Portanto, para se adaptar a essa característica, a bacia de retenção da Faixa 1-2 compõe o Parque Internacional da Paz, representando um espaço que mistura lazer e natureza no Setor de Embaixada Norte.

As figuras 7 e 8 ilustram como se espera que o parque seja configurado após as intervenções.



Figura 7. Projeção do Parque Internacional da Paz (Fonte: Terracap)



Figura 8. Projeção do Parque Internacional da Paz (Fonte: Terracap)

Serão ao todo 8 mil m² de área livre, ocupados com esculturas, árvores e uma ciclovia de 1,1 km de extensão. Espera-se, que além da bacia que contribuirá para reduzir a velocidade e melhorará a qualidade da água captada antes de retorná-la para o Lago Paranoá, o parque se torne uma atração turística.

4 CONCLUSÕES

O projeto Drenar DF representa uma solução estratégica para resolver os problemas históricos de drenagem que afetam Brasília, exacerbados pelo crescimento urbano acelerado. Com a Faixa 1-2 em estágio avançado e previsão de conclusão para janeiro de 2025, e os projetos das Faixas 10-11 Norte e 13 Sul em desenvolvimento, o projeto demonstra um forte compromisso com a modernização e a resiliência da infraestrutura urbana da capital.

A escolha do método *Tunnel Liner* foi fundamental para superar desafios técnicos, garantindo eficiência na execução e minimizando os impactos nas comunidades locais e nas infraestruturas existentes. Essa tecnologia, ao oferecer uma solução robusta e flexível, fortalece a resiliência da infraestrutura contra eventos climáticos extremos, como chuvas intensas, que têm se tornado mais frequentes devido às mudanças climáticas.

Além disso, a criação do Parque Internacional da Paz simboliza a integração entre funcionalidade e sustentabilidade, promovendo a preservação ambiental e a valorização das características paisagísticas e culturais que definem Brasília.

Dessa forma, o projeto Drenar DF não apenas resolve questões de infraestrutura, mas também contribui para o bem-estar da população e a conservação da identidade histórica e ambiental da cidade, reforçando a capacidade da cidade de enfrentar desafios futuros com maior resistência e sustentabilidade.

5 REFERÊNCIAS

<https://novacap.df.gov.br/governo-investe-quase-r-1-bilhao-para-ampliar-a-capacidade-de-drenagem-das-cidades-do-df/>. Acesso em 27/11/2024.

<https://segov.df.gov.br/drenar-df-tem-r-174-milhoes-para-resolver-problemas-antigos-de-inundacao/>.

Acesso em 27/11/2024.

http://portal.iphan.gov.br/uploads/ckfinder/arquivos/Parecer_iphan_drenar_DF_01_2015.pdf. Acesso em 27/11/2024.

<https://www.terracap.df.gov.br/index.php/progresso-das-obras>. Acesso em 28/11/2024.

NORTH AMERICAN SOCIETY FOR TRENCHLESS TECHNOLOGY. *Trenchless Technology Guidelines*. NASTT. Disponível em: <https://www.nastt.org/>. Acesso em: 27 nov. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE TECNOLOGIA NÃO DESTRUTIVA. *Diretrizes para Tecnologia Não Destrutiva*. ABRATT. Disponível em: <https://www.abratt.org.br/>. Acesso em: 27 nov. 2024.

ARMCO STACO. 2023. *Tunnel Liner*. São Paulo. Disponível em: https://armcostaco.rcmd.com.br/wp-content/uploads/2023/12/Catalogo_Tunnel_Liner_-_portugues.pdf. Acesso em: 25 nov. 2024.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, D.C.: AASHTO, 2024. Disponível em: <https://www.transportation.org/>. Acesso em: 27 nov. 2024.

NAKAMURA, J. 2012. *Execução de Tunnel Liner*. Revista Infraestrutura Urbana, São Paulo, n. 18, p. 48-50, 58 p. set/2012. Pini

DE ARAUJO, C. B., et al. 2017. *Utilização de método não destrutivo (MND) para drenagem urbana em vias de grande fluxo: estudo de caso da travessia da br-116, km 5,52*. 20ª Reunião de Pavimentação Urbana, Florianópolis, 11p.

FRANÇA, J. A., et al. 2020. *Custo-benefício na utilização de MND Tunnel Liner em substituição ao método tradicional de abertura de vala em pista de rolamento*. Capítulo 6: Força, Crescimento e

Qualidade da Engenharia Civil no Brasil, Atena. 69p-82p, 220p.

SANTOS, R. 2022. *Execução de Drenagem Urbana Através de Método Não Destrutivo*. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Alagoinhas, 6p.

RODRIGUE, P. da S.; MOTTA, S.L.; OBRACZAKA, M. 2017. *Comparação de custos de utilização de métodos não destrutivos – MND e de abertura de vala em obras lineares de saneamento*. Congresso ABES - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. Fenasan.

PAVANI, Thales. 2018. *Utilização de Método Não Destrutivo do Tipo Tunnel Liner para drenagem urbana em vias de tráfego de veículos: Estudo de caso da av. Doutor Mario Clápiez Urbinati sob o córrego Mandacaru*. UNICESUMAR, Maringá/Paraná.

PEREIRA, R., et. al. 2020. *Estudo de Caso: Utilização do método não destrutivo (MND) do tipo Tunnel Liner para drenagem urbana no município de Natal*. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas

Brasil. Acordo de Cooperação Técnica entre IPHAN e SEGETH. Parecer Técnico nº 01/2015. *Projeto DF – Intervenções no Conjunto Urbanístico de Brasília*

Aspectos gerais e condicionantes do Projeto Básico da Linha 19-Celeste do Metrô de São Paulo

K.G. Oliveira, A.G.M. Almeida, H.C. Rocha, M.D. Monteiro, A.M. Martins, G.B. Robbe, & F.P. Hirata

Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

RESUMO: Este artigo aborda os aspectos gerais do projeto básico de engenharia da Linha 19 - Celeste do Metrô de São Paulo, com destaque às escavações subterrâneas. Este trecho da nova linha ligará o centro de São Paulo, na região do Vale do Anhangabaú, ao município de Guarulhos, na região do Bosque Maia, expandindo o sistema metroviário em aproximadamente 19 km. O traçado, predominantemente subterrâneo, contará com 15 estações, 18 poços de ventilação e saídas de emergência, um pátio para estacionamento e manutenção de trens, 2 subestações primárias. O projeto prevê integração com as Linhas 1, 2 e 3 do Metrô de São Paulo e com as Linhas 10 e 11 da CPTM, atendendo a uma demanda estimada de 628,9 mil passageiros, por dia útil, até 2029. Estão previstos 3 trechos de aproximadamente 6 km de túneis de vias corridas, sendo escavados com tuneladoras de via dupla de ϕ 10,6m. Em decorrência das características geotécnicas e maciço predominante arenoso, adotou-se inicialmente a utilização de 2 TBM tipo *Slurry* e uma TBM *Dual Mode* (EPB e *Slurry*). Das 15 estações, 9 foram projetadas pelo método vala a céu aberto – VCA e 6 estações em túnel convencional NATM. A Linha 19-Celeste é o primeiro projeto básico de infraestrutura de transporte metroviário a ser desenvolvido em BIM (*Building Information Modeling*) no Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O projeto básico da Linha 19 - Celeste tem aproximadamente 19 km de extensão, saindo da cidade de Guarulhos a partir da Estação Bosque Maia, a nordeste da região metropolitana de São Paulo, indo até a Estação Anhangabaú, na região central da cidade de São Paulo, sendo previsto no futuro a sua expansão até o bairro de Campo Belo, na zona sul da cidade de São Paulo. O projeto também conta, ao longo do seu traçado, com 15 estações, 18 poços de ventilação e saídas de emergência (VSEs/SEs), um pátio de manobras, 2 subestações primárias e estacionamento de trens.

Essa nova linha promoverá a integração com as Linhas 2 – Verde (futura estação Dutra) do Metrô de São Paulo, com a Linha 10 – Turquesa e Linha 11-

Coral, da CPTM, Linha 1 – Azul (Estação São Bento) e Linha 3 – Vermelha (Estação Anhangabaú).

2 ASPECTOS GERAIS

O trecho de via do projeto da Linha 19 é completamente subterrâneo, com exceção aos trechos com singularidades, como exemplo, onde estão previstos pátio de estacionamento e manutenção de trens e acessos de estações. Tal fato minimiza o impacto na superfície, diminui o volume de desapropriações, reduz a necessidade de remanejamento de utilidades públicas, causa menos interrupções no tráfego e contribui na mitigação de riscos relacionadas às estruturas lindeiras, além de propiciar melhor integração em relação à inserção

urbana, sendo o conceito adequado para áreas densamente ocupadas.

A partir da análise da topografia, geologia, extensão dos trechos, uso e ocupação do solo e possibilidades executivas, foi proposta a utilização de 3 tuneladoras que deverão escavar trechos de solo terciário, residual e rocha. O trecho 1, entre o VSE1 e à Estação Jardim Julieta, trecho esse com grande variação geológica, incluindo solos predominantemente argilosos, arenosos e rochas em vários graus de alteração. O trecho 2, entre Estação Jardim Julieta e Estação Vila Maria, com predomínio de solos arenosos. O trecho 3 entre Estação Vila Maria e centro de São Paulo (VSE18), também com claro predomínio de solos arenosos.

Foram considerados projetos padrão, desenvolvidos pelo Metrô em BIM, para os poços de ventilação e saídas de emergência, bem como para estações. Ver esquemático da Linha 19- Celeste em Figura 1.

Figura 1: Esquemático da Linha 19 – Celeste.

O projeto foi desenvolvido em *Building Information Modeling* (BIM), sendo esse o primeiro empreendimento dessa magnitude a contar com a aplicação dessa estratégia. O uso do BIM proporcionou uma melhor visão sistêmica sobre todo o projeto, trazendo a integração entre as equipes multidisciplinares, identificação de conflitos antes do início da obra, minimizando erros e proporcionando um planejamento mais eficaz de como mitigar os impactos ambientais e sociais.

3 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

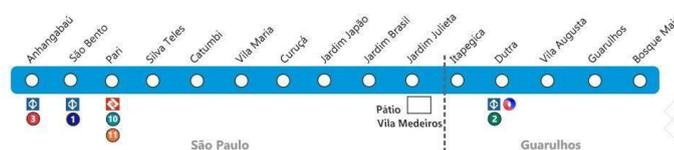
O traçado da Linha 19-Celeste possui interação com três grandes compartimentos geológicos. Em ordem estratigráfica estes compartimentos são as rochas do embasamento pré-cambriano e seus solos residuais, os sedimentos paleógenos a neógenos (antigamente denominado terciário) da Bacia Sedimentar de São Paulo e as coberturas quaternárias (aluviões e colúvios).

Estes compartimentos geológicos são recobertos por materiais tecnogênicos referentes às camadas de aterros. Em interface com as estruturas projetadas prevê-se uma distribuição de 89% para maciços terrosos e 11% para maciços rochosos. Para o trecho compreendido pelos túneis de via e plataformas a interação com os sedimentos da Fm. Resende corresponde a cerca de 86% do total a ser escavado. Os 14% restantes estão associados a interfaces com as rochas do embasamento e solos residuais.

A Formação Resende é a unidade basal e lateral do Grupo Taubaté composta por depósitos de leques

aluviais associados a planícies fluviais de rios entrelaçados. Apresentam distribuição generalizada e corresponde a elevado percentual de preenchimento na Bacia de São Paulo. São areias acinzentadas e amareladas siltosas e pouco argilosas e camadas de argilas pouco arenosas acinzentadas. Em geral os sedimentos se mostram bastante competentes, possuem parâmetros de resistência e deformabilidade bastante apropriados. Os pacotes arenosos são mais espessos, tabulares e contínuos, possibilitando maior alimentação de água (maiores cuidados com rebaixamento).

Os materiais de idade pré-cambriana que compõem o embasamento da Bacia de São Paulo são representados por rochas como gnaisses e migmatitos, bem como os seus produtos de alteração intempérica (solos residuais). A rocha predominante nestas ocorrências é um gnaiss a granito-gnaiss de textura protomilonítica, granulação média, foliação



com mergulho de 70° a 60°, pouco a medianamente alterado (classes A2 e A3) e grau de fraturamento F2 como mais representativo

A Linha 19-Celeste parte do município de Guarulhos se desenvolvendo pelos sedimentos da Formação Resende, neste trecho inicial há a ocorrência de sedimentos da Formação São Paulo nas cristas das Avenidas Tiradentes e Felício Marcondes, entretanto, sem interação com as estruturas projetadas.

A Formação São Paulo é a unidade de topo do Grupo Taubaté, constituída por um sistema fluvial meandrante com principais áreas de exposição em altos topográficos na região central da cidade de São Paulo. São argilas siltosas com lentes de areias argilosas fina a média, variegadas. As argilas são mais plásticas, o que confere a capacidade de acomodar deformações acentuadas. O regime deposicional desta unidade confere distribuição das camadas arenosas de forma errática. As camadas apresentam menor continuidade lateral.

O trecho entre o VSE Alexandre Calmon e a Estação Guarulhos marca importante interação com os gnaisses do Complexo Embu no trecho de túnel de via. Esta passagem por trecho de rocha, controlada estruturalmente, acaba de forma brusca em uma zona de falha junto à Estação Guarulhos, que será escavada nos sedimentos das formações São Paulo e Resende. O traçado continua nos sedimentos da Fm. Resende, agora cobertos por importante estrato aluvionar a partir da região da Praça IV Centenário, neste contexto geológico estão o VSE José de Andrade e a Estação Vila Augusta. O traçado permanece exclusivamente em interação com a Fm. Resende até

as proximidades da Estação Dutra, onde nova elevação do embasamento rochoso se desenvolve até a Rodovia Fernão Dias, salvo por trecho localizado onde está situada a Estação Itapegica. Este primeiro trecho tem como característica um maior equilíbrio entre as fácies arenosas e argilosas da Fm. Resende, aspecto comum de observação na experiência acumulada.

A partir da divisa com São Paulo, marcada pelo Rio Cabuçu de Cima, um relevante aspecto de notável implicação geotécnica passa a ser registrado: uma ampla predominância da fácies arenosa na Fm. Resende pelo traçado da Linha 19-Celeste. Todo o trecho entre as estações Jardim Julieta e Silva Teles, passando pelo Rio Tietê e incluindo as estações Jardim Brasil, Jardim Japão, Curuçá, Vila Maria e Catumbi encontra-se neste contexto estratigráfico.

Nas imediações do Jardim Japão há uma importante região de altos topográficos onde se registra a ocorrência da Fm. São Paulo; os VSE Aguiar Cardoso e Osaka, além do SE Mussumés deverão ter significativa interação com estes sedimentos em suas escavações.

Entre a Estação Silva Teles e o VSE Maria Marcolina observa-se nova elevação do embasamento. Neste trecho destaca-se a pouca espessura de produtos de alteração do embasamento. Os solos residuais são pouco espessos e por vezes o contato entre os sedimentos da Fm. Resende e o topo do embasamento se mostra brusco. O topo rochoso nesta região (ruas Xavantes, Casemiro de Abreu e Oriente) se em elevação contínua, na região de interface com o túnel de via.

O traçado chega à região da Estação Pari-Cerealista, junto ao Rio Tamandateí, onde novamente se observa importante predominância de sedimentos arenosos. Neste local as camadas mais espessas de argilas são observadas tão somente a partir de 60m de profundidade.

A partir do Rio Tamandateí o traçado se encaixa em viários importantes da cidade de São Paulo, como a Rua Carlos de Souza Nazaré, Av. Prestes Maia, Vale do Anhangabaú, Rua Formosa e Rua Santo Amaro, região das Estações São Bento e Anhangabaú, regiões geotecnicamente conhecidas pela experiência acumulada das linhas 1-Azul e 3-Vermelha.

Quanto aos maciços terrosos, a campanha de investigação geológico-geotécnica constatou que as areias da Fm. Resende representam a principal unidade geotécnica em ocorrência no traçado, mas ressalta-se que estas areias não são puras (a contribuição de finos é significativa para uma fácies arenoso, cerca de 25%) o que certamente rende coesão maior e permeabilidade menor do que o usualmente observado nestes materiais geológicos.

Em termos da implicação geotécnica da mineralogia observada, considerou-se que o quartzo pode

influenciar na abrasividade e no desgaste das ferramentas de corte da TBM e que a esmectita observada em muitas amostras pode influenciar em comportamentos expansivos

Nos trechos com ocorrência de materiais rochosos registra-se que os dados obtidos indicam elevada estruturação ao maciço gnáissico, aumentando localmente o grau de fraturamento, inclusive com a observação de justas de alívio, implicando na perda da qualidade geomecânica, conforme observado em ensaios de resistência a compressão uniaxial que apresentaram valores bastante reduzidos (8 a 40 MPa).

O maciço rochoso carece de atenção também com relação ao contorno do seu topo, bastante irregular. Os ensaios geofísicos mostraram elevada amplitude entre pontos de topo dentro de uma mesma sequência linear no maciço rochoso, o que será ponto de atenção para as escavações mecanizadas. O perfil geológico da Linha 19-Celeste é apresentado na Figura 2, ao final do artigo.

4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Para o projeto foram previstas as soluções mais viáveis técnica/economicamente, ponderando as características geológico-geotécnicas, requisitos do projeto, restrições locais e, concomitantemente, realizando a avaliação dos riscos envolvidos. Segue o detalhamento das metodologias previstas.

4.1 Túnel mecanizado

Para o túnel de via foi prevista a escavação por tuneladoras em todos os trechos, exceto para os trechos com estacionamento e acesso ao pátio.

Durante os estudos para a definição dos tipos de tuneladoras aplicáveis, os condicionantes geotécnicos levaram a equipe de projeto a descartar a possibilidade de utilização de tuneladoras que operem unicamente com a frente aberta.

Assim sendo, dentre os vários tipos de tuneladoras de frente fechada existentes no mercado, pode-se dizer que o método construtivo mais adequado para a Linha 19 se resume na escolha entre o Shield EPB (*Earth Pressure Balanced*) e o Shield de lama bentonítica (*Slurry Shield*).

A partir dos dados analisados sobre as distribuições granulométricas das unidades 4Ag e 4Ar e dada a proporção de unidades na seção de escavação do túnel ao longo do traçado um equipamento *Dual Mode* TBM é recomendado para o trecho entre a Estação Jardim Julieta e a VSE01 (Trecho 1), um outro *Slurry Shield* mais adequado para o trecho entre Estação Jardim Julieta até Estação Vila Maria (trecho 2) e para estação Vila Maria até VSE18 (trecho 3). A

distribuição dos equipamentos por trecho e modo de operação estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Método construtivo

Trecho	Subtrecho	Shield	Método
Trecho 1: VSE01 – Est. Jardim Julieta	VSE01 – Est. Guarulhos	Dual Mode	Slurry
	Est. Guarulhos – Est. Dutra		EPB
	Est. Dutra – Est. Jardim Julieta		Slurry
Trecho 2: Est. Jardim Julieta – Est. Vila Maria		Slurry	Slurry
Trecho 3: Est. Vila Maria - VSE18		Slurry	Slurry

Foram previstas 2 tuneladoras embocando na Estação Jardim Julieta, uma máquina *Shielded Dual Mode* escavando cerca de 5,9 km, no sentido Estação Bosque Maia, e retirada no VSE01, e outra máquina, *Shield Slurry*, escavando em direção à Estação Vila Maria, escavando cerca de 5,3 km de onde seria retirada. A terceira máquina, *Shield Slurry*, embocando na Estação Vila Maria, escavando cerca de 5,7 km, no sentido Anhangabaú e retirada na VSE18, conforme Figura 3.

Como premissa de projeto, foi considerado que as tuneladoras deverão ser arrastadas por todas as estações, NATM e valas. Isto implica que a estrutura inferior de revestimento destas unidades (laje de fundo) já esteja pronta ao momento de chegada das tuneladoras.

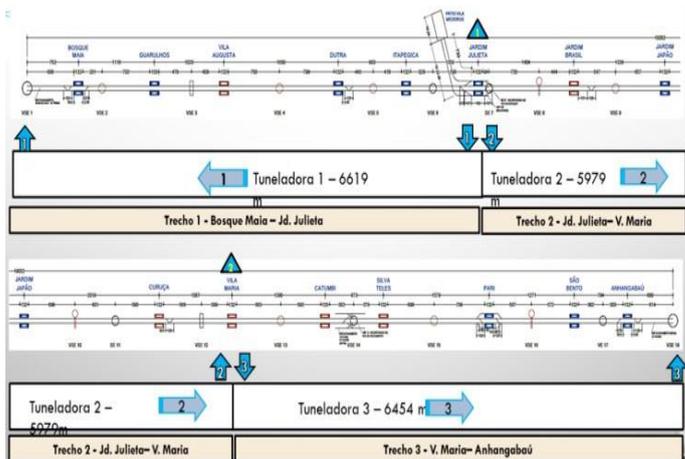


Figura 3: Entrada e saídas de tuneladoras.

Nos poços de ventilação e saídas de emergências (VSEs, SE) foi previsto o preenchimento com coulis, de modo permitir que a tuneladora passe escavando, montando os anéis e estes posteriormente sejam desmontados quando da escavação do preenchimento dos poços, com exceção das VSE-01, VSE-18 e da VE-17.

Foram previstos anéis em concreto pré-moldado com espessura de 400 mm e largura de 1.800 mm. O anel

será do tipo universal, de oito segmentos, sem a chave (8+0), sendo o diâmetro interno definido em 9.500 mm.

A distribuição das principais unidades geotécnicas (4Ag, 4Ar, 5R e 5S) ao longo do traçado do túnel foi obtida a partir da análise do perfil geológico. A Tabela 2 mostra a proporção de unidades geotécnicas consideradas ao longo dos três trechos do túnel principal.

Tabela 2: Proporção de unidades geotécnicas na seção dos três trechos do túnel principal:

Trecho	Shield	4Ag (%)	4Ar (%)	5R (%)	5S (%)
T1: VSE01 – Est. Jardim Julieta	Dual Mode	45%	32%	21%	2%
T2: Jardim Julieta - Vila Maria	Slurry	12%	88%	0%	0%
T3: Vila Maria – VSE18	Slurry	14%	74%	11%	1%

O trecho 1, entre VSE01 e Estação Jardim Julieta, pode ser subdividido em três subtrechos. A Tabela 3 mostra a proporção de cada unidade geotécnica nos três subtrechos. A unidade 4Ag é predominante entre os trechos rochosos das estações Guarulhos a Dutra.

Tabela 3: Proporção de unidades geotécnicas na seção do túnel nos subtrechos do trecho 1.

Subtrecho	4Ag (%)	4Ar (%)	5R (%)	5S (%)
VSE01- Est. Guarulhos	25%	44%	31%	1%
Est. Guarulhos - Est. Dutra	69%	31%	0%	0%
Est. Dutra - Est. Jardim Julieta	31%	22%	40%	7%

Além dos aspectos geológico-geotécnicos indicados acima (Tabelas 2 e 3), seguem demais condicionantes (cobertura e carga hidráulica), que foram ponderados para a escolha da metodologia executiva, sendo esses discriminados por trecho.

4.1.1 Trecho 1- VSE01 - Estação Jardim Julieta

A cobertura de maciço sobre o teto do túnel varia muito ao longo do trecho 1 da Linha 19, com valores médios em torno de 28 m. As seções máximas de cobertura estão entre VSE01 e Estação Bosque Maia com valor aproximado de 55 m. Nas proximidades da futura Estação Guarulhos (lado sudeste) está o trecho

de cobertura mínima com apenas 9,5 m, menos de um diâmetro.

A variação da carga hidráulica hidrostática para o trecho 1 da Linha 19, abrange valores em torno de 400 kPa nas regiões de maior cobertura, e valores em torno de 70 kPa na região de menor cobertura.

4.1.2 Trecho 2- Estação Jardim Julieta e Estação Vila Maria

A cobertura de maciço sobre o teto do túnel, também significativa ao longo do trecho 2 da Linha 19, com valores médios em torno de 24 m. As seções máximas de cobertura estão entre VSE09 e Estação Cerejeiras (antiga Jardim Japão) com valor entre 50 e 55 m. Entre o SE11 e Estação Vila Maria a cobertura está em torno de 15 m.

A variação da carga hidráulica hidrostática para o trecho 2 da Linha 19, desde valores em torno de 400 kPa nas regiões de maior cobertura, até valores em torno de 100 kPa na região de menor cobertura.

4.1.3 Trecho 3- Estação Jardim Julieta e VSE-18

A cobertura de maciço sobre o teto do túnel, de modo similar aos dois outros trechos, conserva grande variação ao longo do trecho 3 da Linha 19, sendo os valores médios em torno de 23 m. As seções máximas de cobertura estão entre Estação Anhangabaú e VSE18, com valor entre 35 e 40 m, já nas proximidades de Catumbi (lado sudeste) está o trecho de cobertura mínima com apenas 12 m.

A variação da carga hidráulica hidrostática para a Linha 19, desde valores em torno de 350 kPa nas regiões de maior cobertura, até valores em torno de 90 kPa na região de menor cobertura.

4.2 Estações

Foram projetadas 15 (quinze) estações, sendo 9 (nove) com o corpo da estação em valas à céu aberto (VCA) e tirantes, ou tirante e estroncamento metálico, e demais estações em túnel NATM, tendo essas últimas associados poços laterais, central ou vala. Seguem apresentados na Tabela 4 os métodos construtivos do corpo de cada uma das estações.

Tabela 4: Método construtivo do corpo da estação

Estação	Método construtivo	Profundidade aproximada da escavação (m)
Bosque Maia	NATM e 2 poços laterais	36,5
Guarulhos- Centro	NATM com poço central	40,5
Vila Augusta	VCA	26,5

Dutra	VCA	25,5
Itapegica	NATM com poço central	52,0
Jardim Julieta	VCA	29,0
Vila Sabrina (antiga Jardim Brasil)	VCA	25,5
Cerejeiras (antiga Jardim Japão)	NATM com poço central	38,0
Curuçá	VCA	29,0
Vila Maria	VCA	27,0
Catumbi	VCA	24,5
Silva Teles	VCA	26,0
Pari	VCA	31,0
São Bento	NATM com poços laterais	40,0
Anhangabaú	NATM	36,0

Quanto as estações na cidade de Guarulhos, cabe destaque às particularidades do projeto da futura Estação Bosque Maia devido a existência do Córrego dos Cubas, que se encontra canalizado na região da estação projetada, e deverá ser remanejado para que as estruturas metroviárias possam ser implantadas. O projeto dessa estação exigiu ainda a compatibilização com o projeto do Hospital São Luiz, localizado em terreno contíguo ao da estação, cujas obras foram iniciadas durante o projeto básico da Linha 19, além de considerar também, as premissas necessárias a fim de não inviabilizar a implantação da futura passagem subterrânea na Av. Paulo Faccini sob a Av. Tiradentes. Sobre a Estação Vila Augusta, também no município de Guarulhos, o aspecto ambiental requereu a atenção quanto ao método e sequência construtiva devido à proximidade com o terreno da antiga fábrica da Rayovac, fabricante de pilhas que ocupou a área entre as décadas de 1950 e 1990, deixando ao fim de suas operações um terreno considerado como potencialmente contaminado.

A Estação Jardim Julieta foi concebida integrada à VCA do estacionamento de trens e, também, o acesso do pátio Vila Medeiros, resultando em uma vala de aproximadamente 438 metros de comprimento.

No caso da Estação Pari, também foi prevista vala com comprimento maior, aproximadamente 373 metros, de forma a incorporar o estacionamento de trens e vias de manobra operacional previstas nesta estação, que tem prevista a integração com a Linha 10- Turquesa e Linha 11- Coral da CPTM.

Quanto as estações São Bento e Anhangabaú, ambas no Centro Histórico da Cidade de São Paulo, está prevista a integração de cada uma com suas estações homônimas, respectivamente, da Linha 1 – Azul e da Linha 3 – Vermelha, ambas do Metrô-SP. Trata-se de uma região de alta criticidade quanto às estruturas lindeiras no entorno, como imóveis tombados na e obras de artes, como o Viaduto Santa Ifigênia e Viaduto do Chá.

A região conhecida como Vale do Anhangabaú onde estarão inseridas as futuras estações São Bento e Anhangabaú da Linha 19 constitui um talvegue aonde chegam três córregos canalizados, sendo eles o Itororó, Saracura e Bexiga, formando o Córrego do Anhangabaú, também canalizado.

Em destaque a Estação Anhangabaú, além das diversas interferências com utilidades públicas, o projeto considera interferência direta com o Córrego Saracura, tanto na execução das obras da futura estação Anhangabaú da Linha 19 quanto na ampliação da Estação Anhangabaú da Linha 3. Para tanto, essa galeria deverá ser remanejada ao longo de uma extensão de 146 metros, de modo a possibilitar a execução das subunidades construtivas sem risco de ruptura.

Por ocasião do remanejamento da galeria, em avaliação conjunta entre Metrô e a Prefeitura de São Paulo, foi proposta uma nova seção da galeria nesse trecho (Figura 4) de modo a atender a vazão futura, garantindo a compatibilidade do projeto com os estudos contidos no Caderno de Bacias Hidrográficas do Anhangabaú, elaborado pela Prefeitura Municipal de São Paulo, estudos esses que visam a adequação da macrodrenagem da bacia hidrográfica.

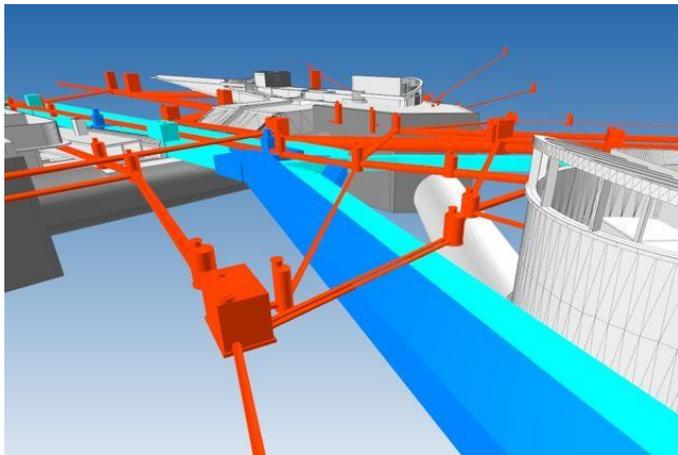


Figura 4: Avaliação do projeto em BIM.

4.3 Ventilações e saídas de emergência

Parte dos poços de ventilações e saídas de emergência foram projetados com base em modelos padronizados voltados para o caso de túneis principais duplos, com duas vias, executados com tuneladora.

Esses VSEs/SEs foram planejados para incluir ventiladores e atenuadores de ruído posicionados na vertical, em duas tipologias, sendo a primeira em poço lateral ao túnel principal, com profundidade mínima até o topo do bolete (TB) de 29,0m, interligados por túnel executado pelo método convencional (Figura 5).

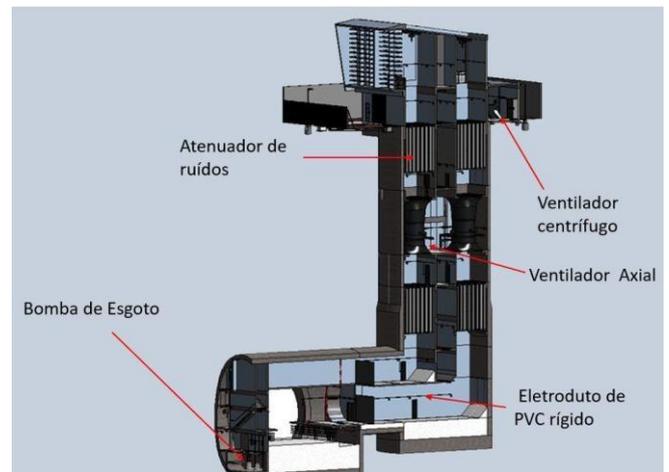


Figura 5: VSE padrão poço lateral.

A segunda tipologia adotada na padronização foi a de poço centrado sobre o túnel principal, chamada de “Garrafa” com profundidade mínima ao TB de 35m (Figura 6).

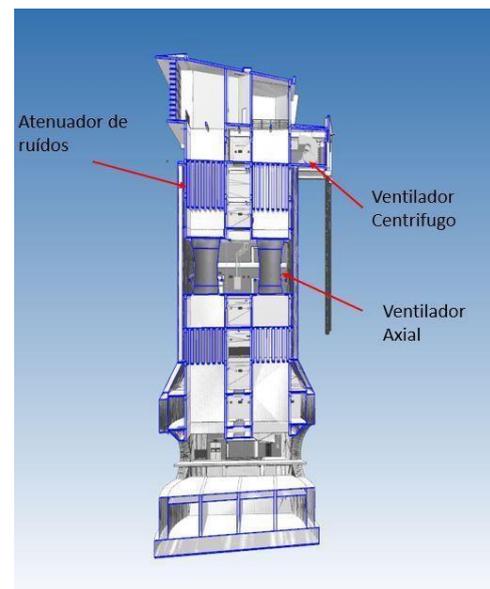


Figura 6: VSE padrão "Garrafa".

Contudo, não foi possível estabelecer padronização completa para todas as VSEs/SEs, seja devido a particularidades em relação a região em que se inserem estas unidades de projeto, sua baixa profundidade (Figura 7) ou ainda sua finalidade durante a execução das obras, como por exemplo aquelas de servirão para a retirada das tuneladoras, como no caso da VSE18 – Bixiga (Figura 8), sendo ao todo 7 as unidades não padronizadas que exigiram soluções distintas, conforme particularidades de cada caso.

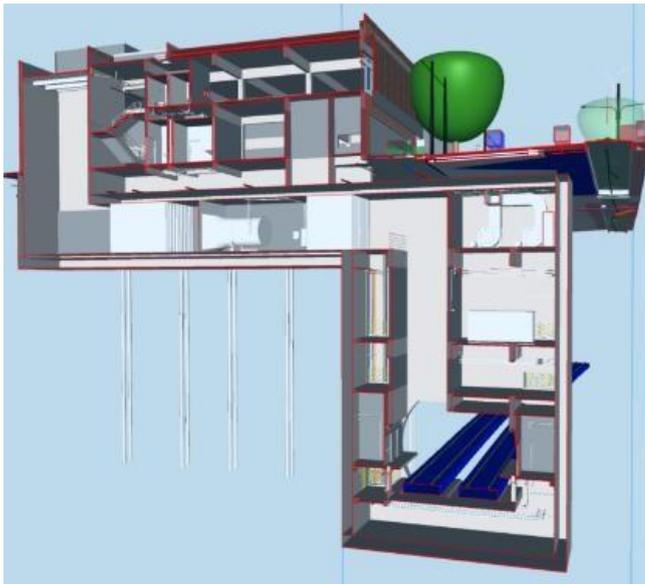


Figura 7: VSE12 – Guilherme Cotching em VCA.

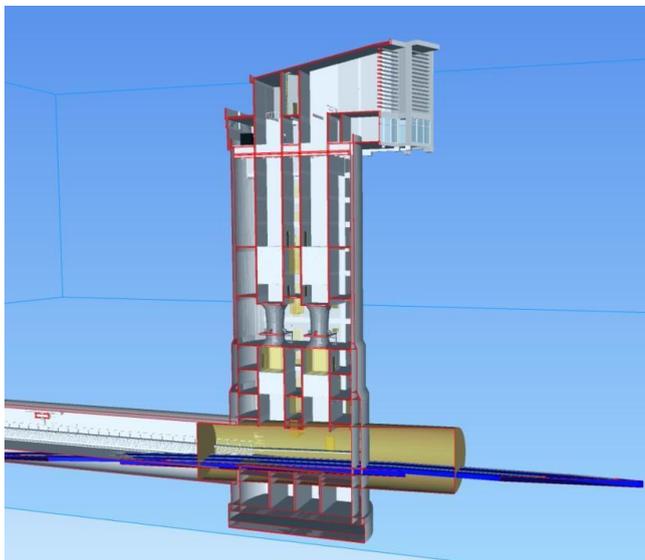


Figura 8: VSE18 – Bixiga.



Figura 9: Vista geral Pátio Vila Medeiros

5 PROCESSO BIM

A aplicação do processo colaborativo BIM (*Building Information Modeling*) em projetos de escavação subterrânea representa uma evolução significativa no planejamento, execução e gestão dessas obras complexas. Essa abordagem digital permite integrar informações multidisciplinares em um modelo 3D rico em dados, otimizando processos e reduzindo riscos associados a obras subterrâneas.

No caso do projeto básico da Linha 19, foi inédito elaborar o projeto desse vulto a partir do BIM, incorporando desde os modelos geotécnicos para estações ao acabamento e inserção urbana. O processo de trabalho com o BIM trouxe benefícios significativos, como uma maior integração entre equipes multidisciplinares e uma compatibilização mais eficiente entre projetos de diferentes disciplinas. O contexto de implantação do projeto da Linha 19-Celeste envolve as mais diversas características observadas em regiões densamente urbanizadas, seja sob o aspecto da proximidade com imóveis dos mais diversos usos ou da complexidade devida à concorrência do espaço de superfície e subsuperfície por túneis viários, redes de utilidade públicas e importantes vias de tráfego da cidade.

Nesse complexo contexto, a integração de modelos das diversas disciplinas permitiram identificar conflitos físicos de estruturas concorrentes por um mesmo espaço, conflitos de sequência construtiva, situações em que as estruturas devem respeitar uma determinada ordem de execução para que não haja inviabilidade à sua implantação, além de permitir melhor compreensão dos impactos na malha viária que afetam a circulação de veículos e pessoas no entorno das áreas de implantação das unidades de projeto do empreendimento. A Figura 10 apresenta uma imagem de satélite da região da futura Estação Anhangabaú, esta imagem é capaz de ilustrar a complexidade da ocupação viária no local, são

4.4 Pátio e Acesso ao Pátio

O pátio de manutenção e estacionamento de trens está localizado no entroncamento das rodovias Fernão Dias e Presidente Dutra, à margem do Rio Cabuçu de Cima e com previsão de construção em superfície. São previstos 31 blocos e a via permanente constituída por 39 vias. A área de implantação do Pátio Vila Medeiros (Figura 9) apresenta um pacote de solos moles e inconsolidados com espessura média de 8m. Foi estudada a solução de aterro de sobrecarga e aceleração dos recalques com drenos fibroquímicos. A conexão do pátio se dá através da vala da Estação Jardim Julieta por meio de duas vias singelas laterais ao túnel principal que seguem até a vala de subida de acesso ao pátio, uma delas cruzando sobre o túnel de via (Figura 10).

importantes vias como Avenida Nove de Julho e Avenida 23 de Maio, passarelas de pedestres e o Viaduto Eusébio Stevaux, além do chamado Terminal Bandeira, que recebe 19 linhas municipais de ônibus, atraindo cerca de 132 mil passageiros por dia útil, conforme dados da SPTrans.

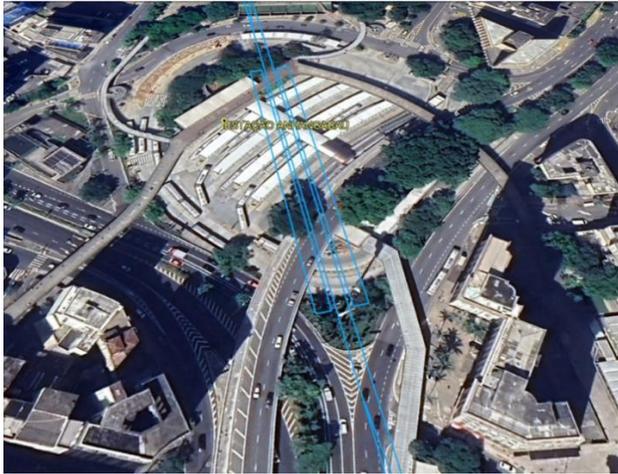


Figura 10: Região de implantação da Estação Anhangabaú

A unificação de modelos 3D das diversas disciplinas de projeto, os chamados modelos federados (Figura 11), trouxeram uma perspectiva abrangente do projeto, permitindo as equipes das mais diversas disciplinas atuarem de forma colaborativa e proativa frente a evolução em cada etapa de desenvolvimento.



Figura 11: Modelo federado da Estação Anhangabaú

O processo de modelagem das redes de utilidades públicas trouxe enormes ganhos na análise de interferências, ter disponível em modelo tridimensional as tubulações, dutos e estruturas dos sistemas de serviços públicos gerou maior compreensão da ocupação dos espaços de subsuperfície, principalmente em regiões de grande ocupação, permitindo antecipar situações de interferências que de outro modo só seriam identificadas por ocasião da obra (Figura 12). Cabe destacar que a viabilidade de modelagem das redes de

utilidades está intimamente ligada ao nível de informação do qual se dispõem, quanto maior este nível, maior será a aplicabilidade do modelo na integração e análise de eventuais interferências com as estruturas a serem implantadas, de sorte que a modelagem sem informações cadastrais das redes com adequado nível de precisão torna o modelo ineficaz não justificando o esforço em sua produção.

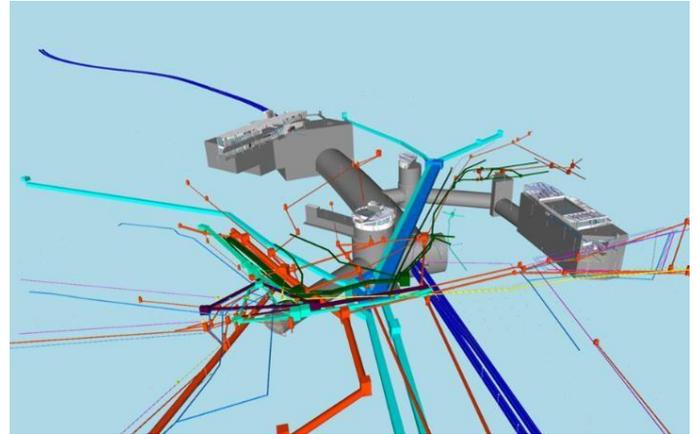


Figura 12: Modelo de rede de utilidades públicas de Anhangabaú

Outro grande avanço, como já destacado por Monteiro et al (2024), foi a elaboração de modelos 3D da geologia (Figura 13), permitindo maior compreensão regional da geologia na interação com as estruturas subterrâneas projetadas, trazendo melhor avaliação das soluções de projeto, porém para isso é fundamental que a introdução dos dados e parametrização do programa de modelagem seja realizada com muito critério, para que o modelo resultante reflita adequadamente o maciço em estudo. A elaboração de modelos da geologia pode ser uma ferramenta para facilitar a produção de bases, seções e perfis que dão subsídio aos projetos de geotecnia, porém o envolvimento de profissional experiente é indispensável para a condução do processo vindo a resultar em um produto confiável de suporte ao projeto.

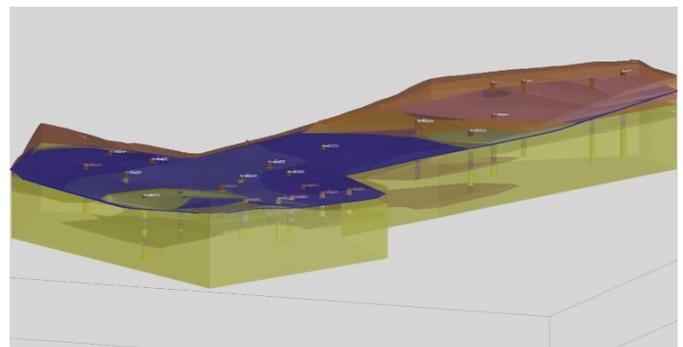


Figura 13: Modelo da geologia da Estação Anhangabaú

6 CONSIDERAÇÕES

O projeto básico da Linha 19 - Celeste representa um marco significativo para a história recente do Metrô de São Paulo e para a engenharia nacional. Com uma extensão aproximada de 19 km, com escavação do túnel de via dupla a partir de 3 tuneladoras. O projeto ainda envolve a construção de poços e valas de grandes dimensões em áreas densamente urbanizadas, além da integração com linhas já existentes, inclusive no centro histórico de São Paulo, uma região caracterizada por edificações e obras de arte tombadas. Além disso, o projeto inclui o desafio de promover a reurbanização e garantir uma integração modal eficiente, fatores que contribuem para a sua complexidade. Um aspecto inovador e marcante é o fato de ser o primeiro projeto básico desse vulto a ser desenvolvido em BIM, demonstrando o avanço tecnológico e o compromisso com a modernização e a eficiência nos processos de engenharia.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia do Metropolitan de São Paulo (Metrô) pelo incentivo à elaboração e autorização para a publicação deste artigo.

8 REFERÊNCIAS

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. 1980. Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo.

CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. 2021. Decisão de Diretoria nº 125/2021/E.

CMSP – Companhia do Metropolitan de São Paulo. 2018. Sondagens e Ensaios Geotécnicos – Especificação Técnica. ET-9.00.00.00/3W9-001-A.

CMSP – Companhia do Metropolitan de São Paulo. 1980. Normas Técnicas Complementares. NC-03.

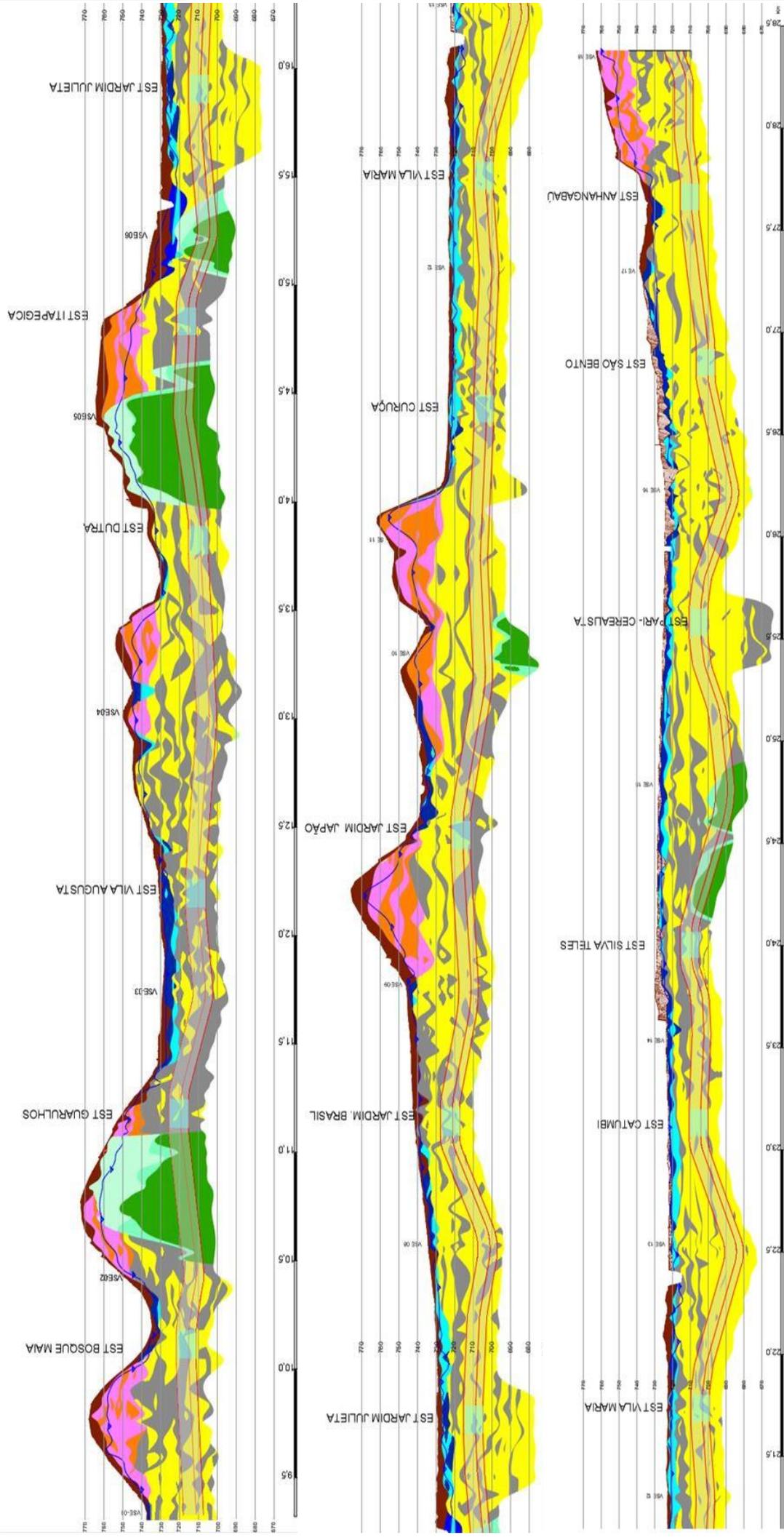
Hvorslev, M.J. 1951. *Time lag and soil permeability in ground water observations. U.S. Army Corps of Engineers Waterway Experimentation Station*, Vol. 36.

Franco Júnior, J.F.; Mainardi Neto, A.I.B.; 2024. InovAçãoBIM no projeto da Linha 19-Celeste do Metrô de São Paulo. Brasil Engenharia, Vol. 9/2024, 137-140.

Monteiro, M.D.; Rocha, H.C.; Cunha, B.G.A.P.; Robbe, G.B.; Almeida, A.G.M.; Neto, A.I.B.M.

2024. A modelagem geológica tridimensional integrada ao processo BIM no projeto básico da Linha 19-Celeste do Metrô de São Paulo. Brasil Engenharia, Vol. 9/2024, 212-216.

Pastore, E.L. 2009. Risco Geológico em obras civis. Brasil Engenharia, Vol. 592, 110-115.



SEÇÃO GEOLÓGICA PRELIMINAR

- Legenda Geologia
- Atorro
 - Sedimentos Terciários - Formação São Paulo
 - Sedimentos Terciários - Formação Resende Embasamento Cristalino - Pré-Cambriano
 - Aluvião - Quaternário
 - Argila arenosa variegada/vermelha
 - Solos Residual de gnaiss
 - Argila orgânica e areia siltosa
 - Argila argilosa variegada
 - Argila siltosa cinza
 - Argila siltosa cinza e amarela
 - Saprolito de gnaiss
 - Gnaiss granítico medianamente alterado
 - Areia siltosa
 - Areia siltosa
 - Areia siltosa
 - Cota
 - Nível d'água
 - Estação
 - Kilometragem

Análise Numérica de Túneis com Seções Ovalizadas em Solos da Bacia Sedimentar de São Paulo

G. Gianotti de Andrade

Escola Politécnica da Universidade de S. Paulo, São Paulo, Brasil

P. Yamaguti & I. Akamine

Intertechne Consultores S.A., São Paulo, Brasil

RESUMO: Obras metroviárias utilizam amplamente túneis de ligação para conexão entre poços e túneis de via. Estes túneis destacam-se por sua geometria oval, por exigências arquitetônicas, ao mesmo tempo em que tenta otimizar o volume de escavação, aumentando a complexidade no dimensionamento de seu revestimento primário e tratamentos no maciço. Consequentemente, há um desafio construtivo, implicando na necessidade de um projeto mais cuidadoso na metodologia construtiva, com a aplicação de parcializações da seção, tratamentos no maciço e verificações adequadas para este tipo de geometria. Neste artigo apresentam-se modelos numéricos em 3D, elaborados com auxílio de software comercial para obtenção de esforços e tensões para verificação do revestimento, buscando viabilizar com segurança a construção de túneis com uma seção aproximada de 11 m de largura e 15 m de altura. Em suma, observa-se que os modelos apresentaram bons resultados na previsão de comportamento e com a possibilidade da adoção de valores adequados para elaboração de modelos 2D para obtenção de resultados coerentes com maior desempenho computacional.

1 INTRODUÇÃO

A alta demanda por transportes públicos de grande capacidade, bem como a escassez de espaço disponível nos grandes centros urbanos, tem requisitado cada vez mais a necessidade da construção de estruturas subterrâneas.

Túneis rodoviários possuem um gabarito que permite projetá-los com uma geometria mais convencional, no formato mais próximo da circular, além de permitir uma boa parcialização da escavação, favorável para condições de estabilidade do maciço. Entretanto, para túneis metroviários, especialmente os de ligação, que possui a função de conexão entre poços verticais e túneis de via ou plataforma, não se justifica o uso do formato circular, uma vez que para se alcançar essa geometria seria necessária uma escavação além do exigido para atender os requisitos

do projeto, tal como espaço para comportar todos os equipamentos, estruturas e demais elementos arquitetônicos. Dessa forma, busca-se otimizar o volume de escavação com a utilização de um túnel em seção oval (Figura 1).



Figura 1. Túneis com seção Ovalizada da Olympic Park Station Sydney Metro (New South Wales Government).

A seguir apresentam-se os principais desafios para projetar esse tipo de seção, com detalhamento da metodologia construtiva, dimensionamento do revestimento primário e tratamentos. Para isso, considera-se o uso de modelos numéricos em 3D, com apresentação de seus resultados que são utilizados para calibração dos modelos 2D. Adicionalmente, é realizado um comparativo entre os resultados.

2 METODOLOGIA EXECUTIVA

2.1 Premissas de projeto

Segundo Andrade et al. (2024), a escavação de túneis em solo pelo método convencional/mineiro (NATM ou sequencial), possui resumidamente a seguinte sequência executiva: tratamento de teto e frente, escavação da calota, aplicação do concreto projetado na calota, escavação do arco invertido e concretagem do arco invertido. Adicionalmente, os autores apresentam que para túneis ovalizados de grandes dimensões deve-se considerar a parcialização da seção, sendo uma sugestão de divisão adotada em túneis de ligação apresentada na Figura 2.

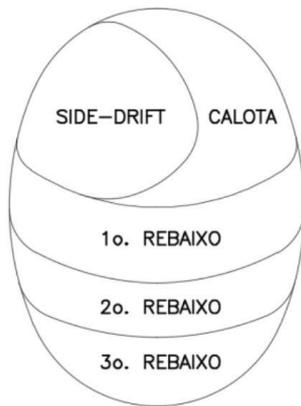


Figura 2. Parcialização da seção adotada no modelo numérico (Fonte: Andrade et al., 2024).

Além disso, é apresentado os avanços do túnel de ligação a partir do poço vertical em duas seções até atingir a parede de paralisação (Figura 3).

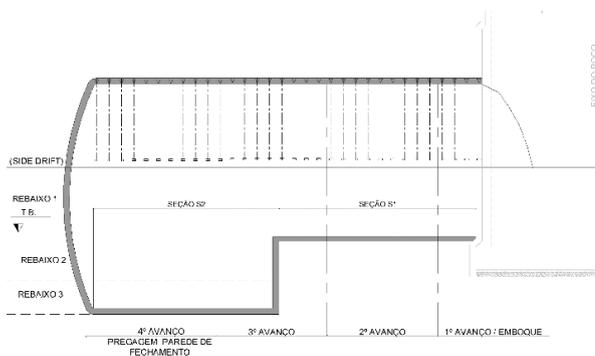


Figura 3. Seção longitudinal do túnel de ligação com representação dos avanços para seções 1 e 2.

Além da sequência executiva, deve-se realizar o tratamento do maciço apropriado (escavação em solo) e rebaixamento (escavação abaixo do NA), conforme será apresentado na sequência, para garantia da segurança na escavação de túneis não convencionais.

2.2 Tratamento e Rebaixamento

O tratamento do maciço para evitar instabilidade da parede lateral (ponto sensível em túneis ovalizados) é apresentado na Figura 4. Desta forma, observa-se a utilização de colunas de JG na parede lateral do túnel (para evitar instabilidades na escavação dos rebaixos) e ponteiras (alívio da pressão d'água neste trecho). Adicionalmente, são utilizados normalmente tratamento de teto, pregagens da frente da escavação, e DHP's e PBS's, caso necessários, para complementar a segurança da escavação de túneis em solos.

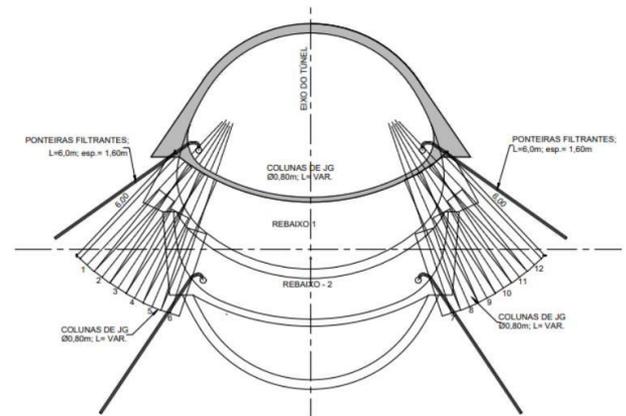


Figura 4. Representação do tratamento da parede lateral de túneis ovalizados em solos arenosos (Andrade et al., 2024).

Em areias, costuma-se empregar colunas horizontais de JG, conhecidas como CCPh, para tratamento do teto da escavação (com colunas secantes) e sua utilização com ou sem barras de fibra de vidro para pregagem de frente. Em situações de solos não coesivos, é importante que o sistema de tratamento busque evitar o carreamento de partículas, portanto, deve-se aplicar o sistema de rebaixamento (interno ou externo) mais efetivo. Além disso, em seções ovalizadas, recomenda-se a aplicação de colunas de JG para proteção das paredes laterais para escavação do 1º e 2º rebaixo.

Em argilas, costuma-se empregar enfilagens com tubos metálicos (tratamento de teto) e pregagem de frente com fibra de vidro, ou tubos metálicos para estabilização da escavação. Neste cenário, busca-se evitar o deslocamento deste material coesivo. Além disso, é importante avaliar a eficiência do rebaixamento (interno e externo) para escavações abaixo do NA para diminuir a pressão d'água no revestimento, evitando instabilidades.

Em situações mistas, recomenda-se a utilização de enfilagens, pregagens e CCPH para tratamento do teto e frente de escavação para cada camada de solo encontrada: enfilagens em argilas e CCPH em areias, dadas as suas características.

O sistema de rebaixamento deve sempre ser estudado com cautela e bem aplicado para favorecer a segurança da escavação dos túneis, principalmente, com seções não convencionais.

3 MODELOS NUMÉRICOS

Na análise numérica, foram utilizados tanto o programa PLAXIS 2D quanto o PLAXIS 3D, versão 1079 de 2023. Trata-se de um programa que utiliza o método dos elementos finitos (tridimensional ou bidimensional) para a simulação do comportamento de maciços de solo e rocha sujeitos a alterações em seus estados de tensões. Este programa permite que a escavação do túnel possa ser analisada de forma evolutiva, ou seja, em fases incrementais de tensões. São simulados todos os passos de avanço da escavação seguidos da execução do revestimento em concreto projetado.

Na sequência serão apresentados o modelo constitutivo adotado, as condições de contorno dos modelos 2D e 3D, a malha e parâmetros adotados. Inicialmente, é utilizado um modelo 3D para avaliação da escavação e demais condicionantes, em seguida, utilizam-se os resultados para calibrar o modelo 2D, que é uma seção representativa em um dos pontos mais críticos do túnel de ligação (a seção 2 – S2) evitando efeitos de borda (Figura 5).

O solo considerado nos modelos são areias e argilas da Formação Resende (4Ar e 4Ag, respectivamente), encontrada nesta profundidade para alguns projetos de túneis de ligação das novas linhas do Metrô de São Paulo, com escavações em solos da Bacia Sedimentar de São Paulo.

3.1 Modelo Constitutivo

O modelo constitutivo Hardening Soil (HS) foi escolhido para as análises numéricas dos túneis em virtude de sua capacidade de representar de forma precisa o comportamento não linear e não elástico dos solos, característica fundamental para a simulação de escavações em maciços terrosos (Plaxis 3D, 2024). Esse modelo, amplamente utilizado em engenharia geotécnica, considera a não linearidade da curva tensão-deformação, a plastificação e o endurecimento do material, permitindo simular com maior realismo o comportamento do solo durante a escavação do túnel e a aplicação das cargas. Além disso, o modelo HS incorpora o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que descreve o comportamento à ruptura de uma

ampla gama de materiais geotécnicos, incluindo solos coesivos e não coesivos.

A adoção do modelo HS neste estudo justifica-se pela sua capacidade de simular de forma mais precisa os fenômenos de plastificação e deformações localizadas que ocorrem nas proximidades do túnel, bem como a influência do histórico de tensões e deformações no comportamento do material. Essa precisão é crucial para a avaliação da estabilidade do túnel e para a previsão dos deslocamentos na superfície, permitindo a tomada de decisões mais seguras e econômicas durante o projeto e construção.

3.2 Condições de Contorno e Malha

Foram considerados modelos numéricos em 2D e 3D, a profundidade adotada nos modelos foi de 30 metros de cobertura, considerando a geratriz superior do túnel, sendo este valor comumente sugerido e empregado nos projetos de Poços de VSE's com túneis de ligação. Desta forma, há no mínimo 2 vezes a altura da seção do túnel de cobertura para efetivo arqueamento do solo. Deve-se levar em consideração que as seções ovalizadas normalmente possuem dimensões consideráveis, necessitando de maiores profundidades para segurança da escavação.

O túnel de ligação foi representado em dois trechos: Seção 1 (S1) com uma seção menor apenas até o primeiro rebaixo e a Seção 2 (S2) com o túnel ovalizado completo (Figura 5).

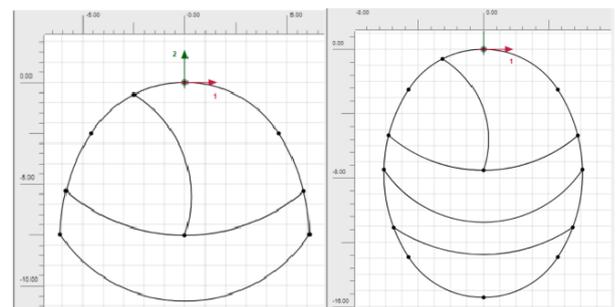


Figura 5. Seções transversais do túnel de ligação adotado no modelo numérico: (a) Seção 1 (S1); (b) Seção 2 (S2).

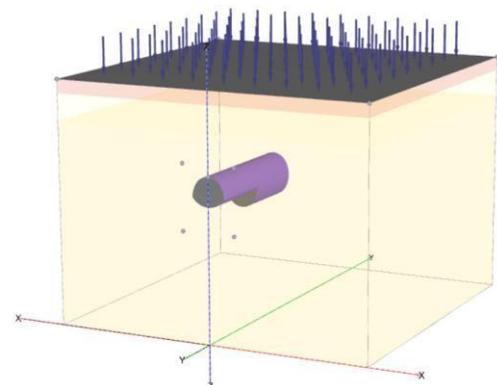


Figura 6. Condições de contorno do modelo numérico.

As dimensões adotadas para o modelo (Figura 6) são 120 metros de largura e extensão (coordenadas x e y), e 90 metros de profundidade (coordenada z). A geratriz superior do túnel encontra-se a 30 metros de profundidade, com 25 metros de extensão na S1 e mais 25 metros na S2, totalizando 50 metros de extensão. Normalmente, são executados trechos menos extensos para o túnel S1, no entanto, adotou-se um túnel maior para evitar a influência do contorno do modelo na análise da S2.

Para o revestimento, foram adotados elementos do tipo *plate elements* (elementos de placa) com parâmetros apropriados para cada idade do concreto projetado e espessura compatível para simular seu comportamento.

Considerou-se uma sobrecarga uniforme de 25 kN/m² em toda superfície do terreno (Figura 6) considerando a passagem de veículos pesados na superfície, já que a escavação deve ocorrer sem interdição das vias para tráfego.

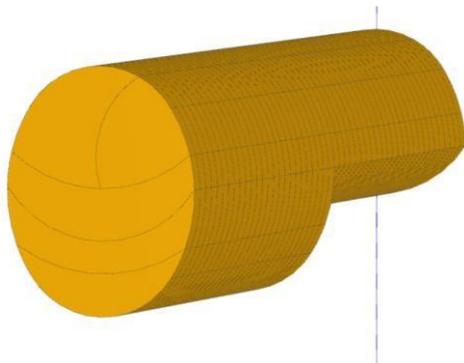


Figura 7. Parcialização e dimensões dos túneis adotados no modelo (S1 e S2) com os respectivos avanços de 1 metro.

Considerou-se no modelo avanços de 1 metro (Figura 7) para cada etapa da análise. Assim, realizou-se um arredondamento dos valores dos avanços usualmente adotados de 50 a 80 cm.

No modelo 3D aplicou-se um refinamento da malha nas proximidades com o túnel e seu entorno. Desta forma, foram obtidos 205.463 elementos e 302.439 nós com manutenção da qualidade da malha. Criou-se uma região no entorno do túnel para aumentar a discretização da malha, com valores adequados sem impacto no tempo total de simulação.

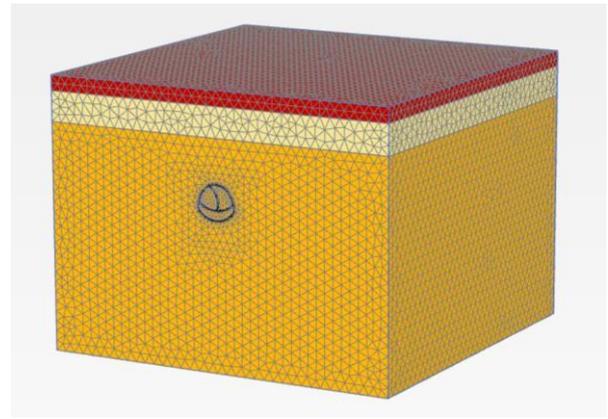


Figura 8. Modelo com representação dos elementos da malha de elementos finitos proposta.

1.1 Parâmetros Geológico-Geotécnicos

As camadas de solo foram simplificadas e retificadas para facilitar as análises, avaliando sua convergência, ou não. Desta forma, foi possível rodar alguns cenários comparativos, sabendo-se que na realidade as camadas de solo em São Paulo são muito mais estratificadas e complexas em comparação ao que será apresentado neste estudo.

Os parâmetros geológico-geotécnicos apresentados na Tabela 1 são considerados para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (MC) (coesão e ângulo de atrito). Estes valores foram obtidos através de valores tabelados na bibliografia (Miranda, 2021), amplamente estudados e utilizados nos projetos do Metrô de São Paulo.

Tabela 1. Parâmetros geológico-geotécnicos para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Solo	NSPT	γ kN/m ³	E' MPa	c' kPa	ϕ kPa	ν -
Aterro	-	15	10	10	20	0,3
4Ag1	10	20	20	20	20	0,3
	20 a 30	20	100	90	23	0,3
4Ag1	30 a 40	20	140	100	24	0,3
	>40	20	180	120	25	0,3
4Ar1	>40	20	180	5*	38	0,3

Além disso, foram considerados de forma simplificada neste estudo os parâmetros para o modelo constitutivo Hardening Soil (HS), conforme apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros para o modelo constitutivo HS para os solos considerados nas análises.

Solo	NSPT	E_{50} MPa	E_{oed} MPa	E_{ur} MPa	p_{ref} kPa	$power\ m$ -
4Ag1	20 a 30	100	100	300	100	1
	30 a 40	140	140	420		
	>40	180	180	540		
4Ar1	>40	180	180	540	100	0,5

Observa-se que foram adotadas as seguintes relações para obtenção de valores estimados para os módulos de elasticidade no modelo HS: $E_{ur} = 3 \times E_{50}$ e

$E_{oed} = E_{50}$. Essas relações, bem como a definição de *power m*, foram adotadas conforme recomendações de Tjie-Liong (2014).

Destaca-se que é de suma importância a avaliação e adequada parametrização dos dados de entrada dos modelos, com base em ensaios obtidos para as camadas de solos que serão modeladas. Apenas assim são obtidos resultados confiáveis para o modelo numérico. O software Plaxis dispõe de uma ferramenta (*SoilTest*) para calibração do modelo constitutivo, buscando-se obter o comportamento do solo a partir dos resultados de ensaios reais (triaxiais, cisalhamento, entre outros). Desta forma, é possível prever adequadamente o comportamento real do maciço.

Na Tabela 3, apresentam-se os parâmetros do concreto projetado (Classe C35) empregados no revestimento primário do túnel. Foram considerados parâmetros para o endurecimento do concreto (1 dia e 7 dias). O módulo de elasticidade foi estimado considerando as recomendações de Galobardes et al. (2014).

Tabela 3. Parâmetros do concreto projetado (C35) utilizado nas análises com base em sua idade.

C35						
Idade	E (GPa)	A (m ² /m)	EA (kN/m)	I (m ⁴ /m)	EI (kN m ² /m)	w (kN/m/m)
1d	10,2	0,2	2040000	0,000667	6800,00	4,8
7d	18,2	0,2	3640000	0,000667	12133,33	4,8
1d	10,2	0,3	3060000	0,002250	22950,00	7,2
7d	18,2	0,3	5460000	0,002250	40950,00	7,2
1d	10,2	0,4	4080000	0,005333	54400,00	9,6
7d	18,2	0,4	7280000	0,005333	97066,67	9,6

Os valores R_{inter} (fator de redução de resistência nos elementos de interface para interação solo-estrutura) foram adotados segundo recomendação encontrada na bibliografia (Tjie-Liong, 2014, e Brinkgreve & Shen, 2011).

As análises foram consideradas drenadas, sem acréscimo de poro pressão atuante no revestimento, já que se considera o rebaixamento do nível d'água (interno ou externo) durante a execução do revestimento primário.

O modelo 2D de interação solo-estrutura buscou usar uma seção representativa (na coordenada $y = 40$ metros) com a mesma Seção 2 e condições de contorno similares. Além disso, compartilham dos mesmos modelos constitutivos para as camadas de solo, com sobrecarga na superfície. No entanto, diferem na sequência executiva, onde foi considerado um alívio inicial de 40% para escavação com 60% na etapa seguinte com a aplicação do revestimento. Estes valores de alívio foram obtidos numa análise 3D, conforme recomendado por Dias et al. (2023).

2 RESULTADOS

Neste tópico são apresentados os resultados obtidos para os modelos 3D e 2D de interação solo-estrutura desenvolvidos para os diferentes solos (Argila e Areia) com um comparativo final.

2.1 Modelo 3D

Primeiramente, apresentam-se os resultados obtidos para o modelo numérico com camada de 4Ar1 > 40.

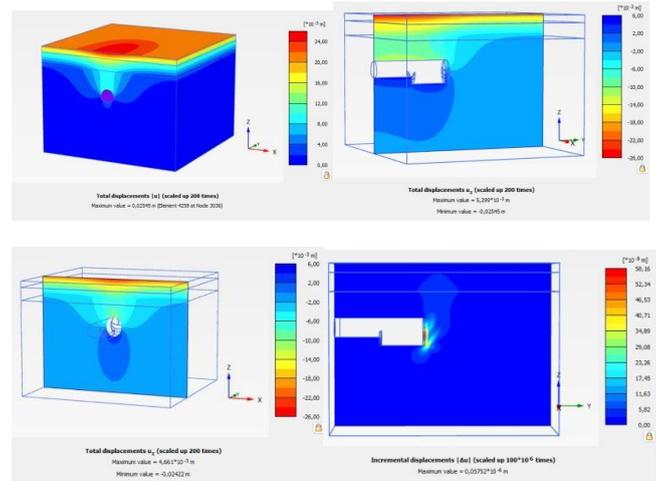


Figura 9. Deslocamentos totais e verticais no modelo 3D em seções transversais e longitudinais.

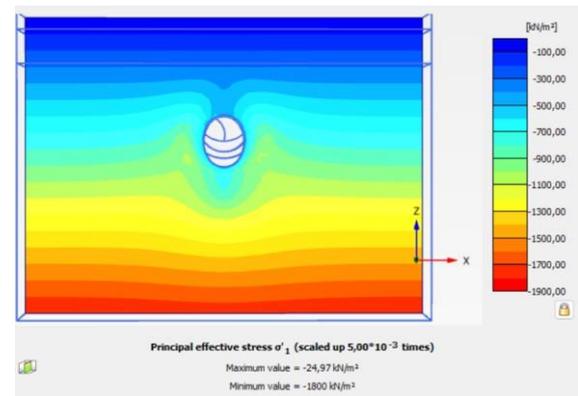


Figura 10. Tensão principal obtida no modelo 3D.

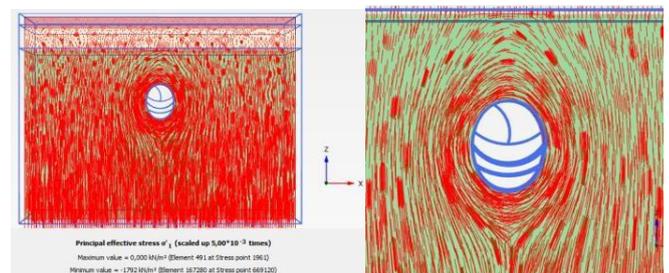


Figura 11. Vetores de tensão principal obtidos.

É possível observar na Figura 11 que há um arqueamento de tensões na escavação do túnel, comportamento esperado pela profundidade na seção 2 completa.

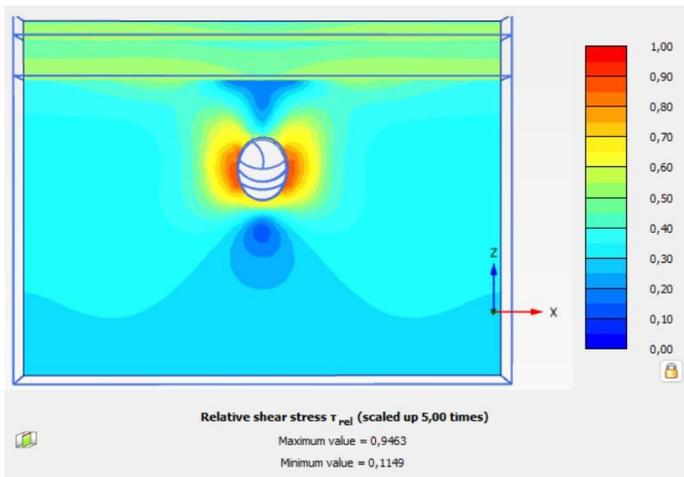


Figura 12. Tensão de cisalhamento relativa (fator de escala de 5 vezes).

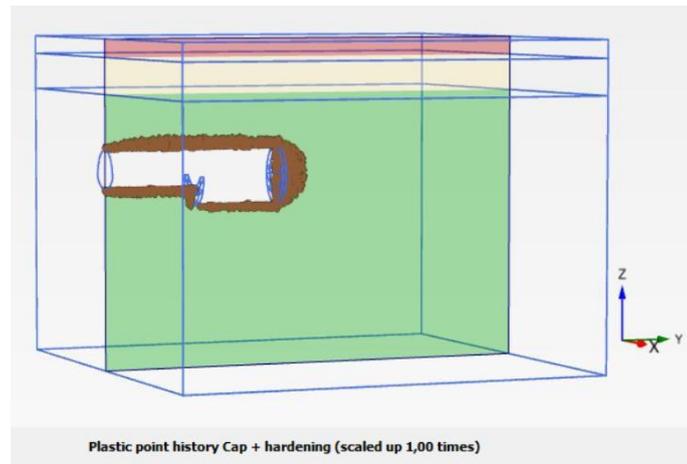


Figura 15. Plastificação no entorno do túnel (seção longitudinal).

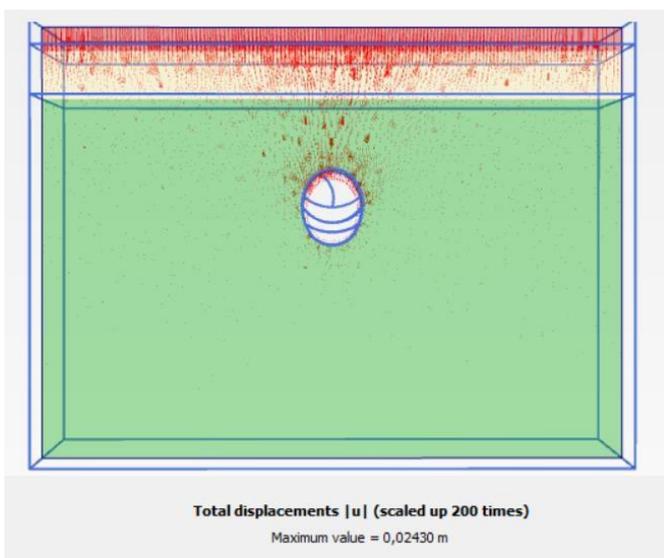


Figura 13. Vetores de deslocamentos totais (fator de escala de 200 vezes).

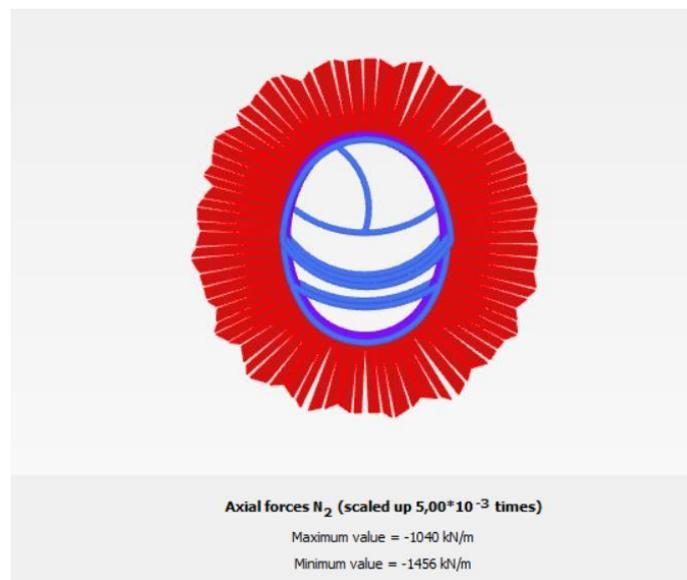


Figura 16. Esforços internos - Esforços axiais obtidos no revestimento para o modelo 3D.

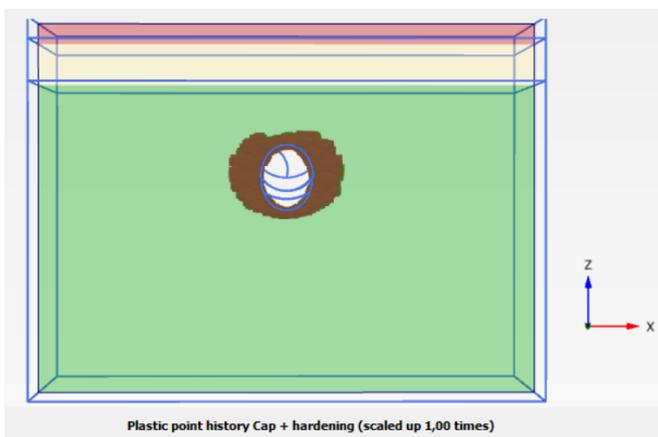


Figura 14. Plastificação no entorno do túnel obtidos (seção transversal).

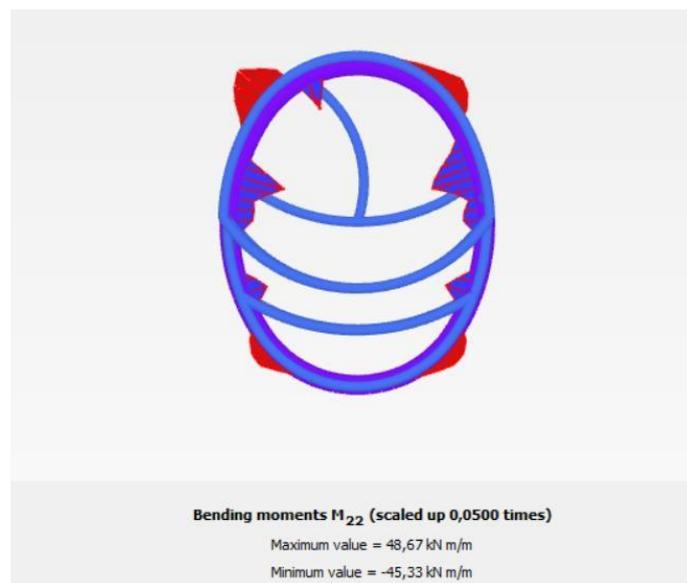


Figura 17. Esforços internos - Momentos fletores obtidos no revestimento para o modelo 3D.



Figura 18. Esforços internos - Tensões de cisalhamento obtidos no revestimento para o modelo 3D.

Na sequência, apresentam-se os resultados do modelo para o maciço $4Ar1 > 40$ e por fim, são apresentados os comparativos dos principais resultados para o solo argiloso e arenoso.

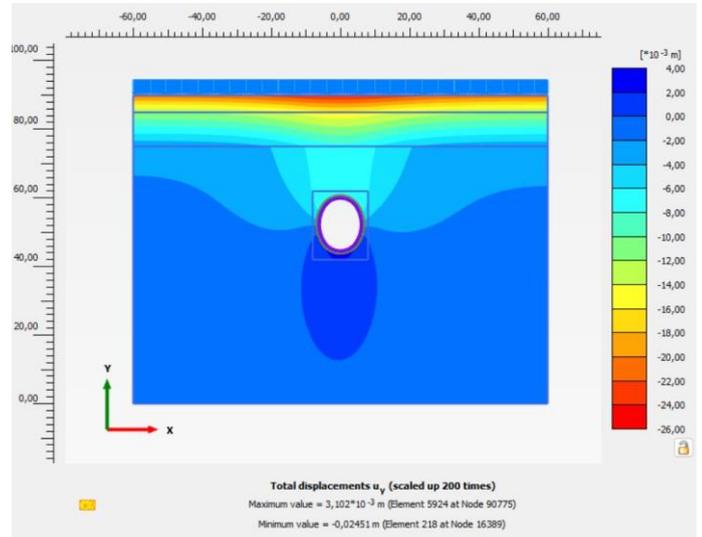


Figura 20. Deslocamento vertical obtido no modelo 2D.

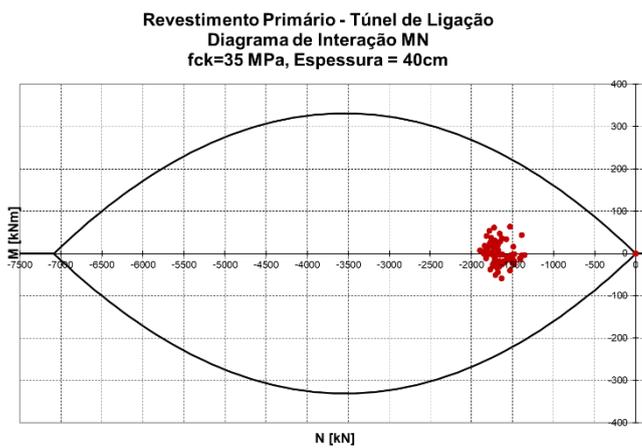


Figura 19. Verificação dos esforços internos no diagrama de interação MN (3D).

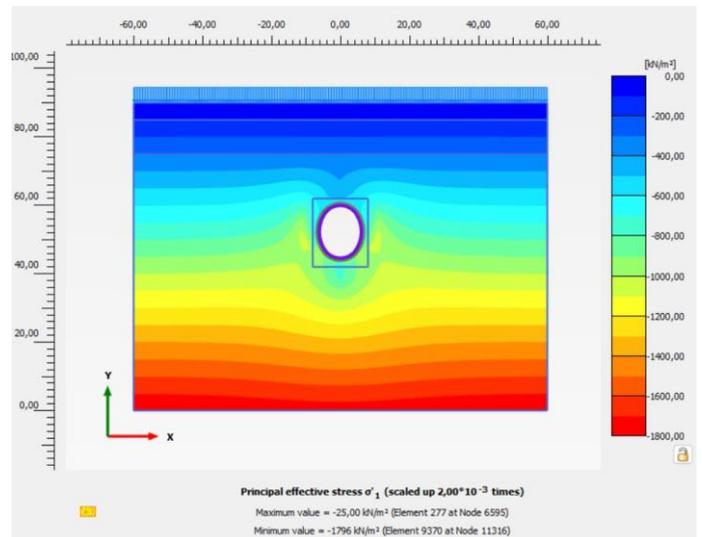


Figura 21. Tensão principal obtido no modelo 2D.

Na Figura 19, apresenta-se o diagrama de interação MN para verificação dos esforços internos obtidos no modelo 3D. É possível observar que para um revestimento de concreto projetado, sem contribuição de reforços (concreto simples), todos os esforços da seção estão satisfatórios, considerando uma majoração de 1,3 (revestimento provisório).

2.2 Modelo 2D

O modelo 2D proposto foi elaborado a partir das análises obtidas do modelo 3D, para calibração do desconfinamento para avanço das etapas de escavação. Foi possível calibrar o modelo 2D de interação solo-estrutura com base nos resultados de deslocamento do modelo 3D.

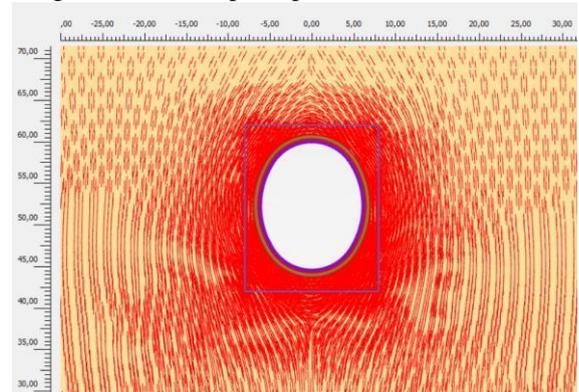


Figura 22. Vetores de tensão principal obtidos no modelo 2D.

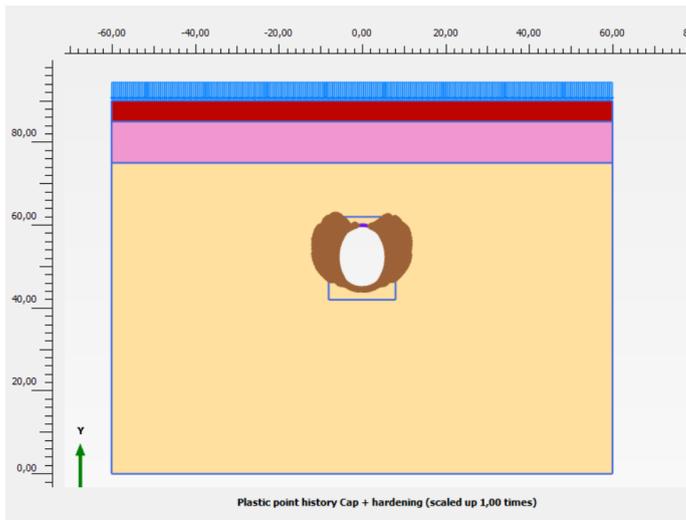


Figura 23. Plastificação obtida no entorno da seção do túnel no modelo 2D.

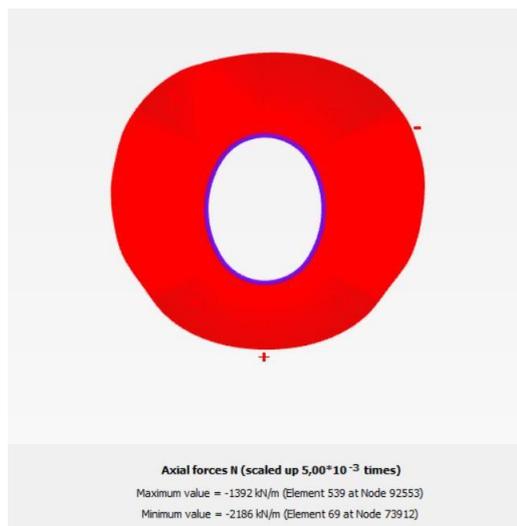


Figura 24. Esforços internos - Esforços axiais obtidos no revestimento para o modelo 2D.

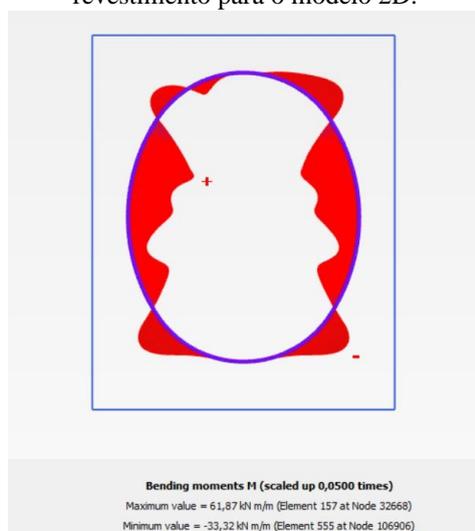


Figura 25. Esforços internos - Momentos fletores obtidos no revestimento para o modelo 2D.

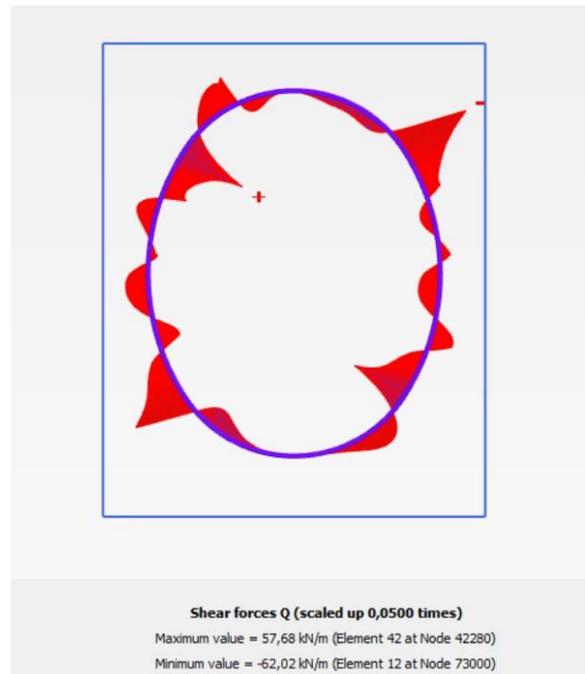


Figura 26. Esforços internos - Cisalhamento obtido no revestimento para o modelo 2D.

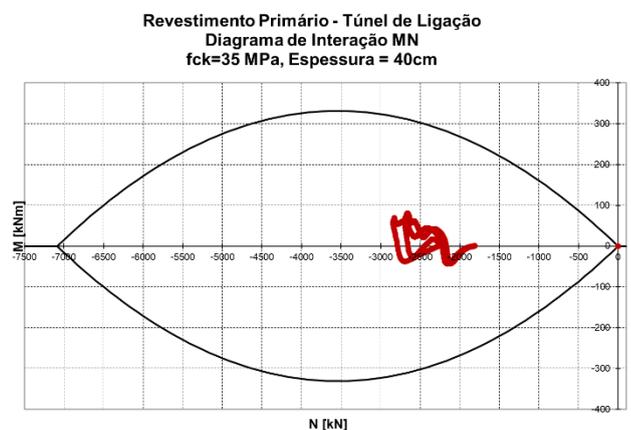


Figura 27. Verificação dos esforços internos no diagrama de interação MN (2D).

2.3 Comparativo dos Resultados

Na Tabela 4 e Tabela 5, apresentam-se os resultados obtidos para os modelos desenvolvidos para areia (4Ar1 > 40 golpes) e argila (4Ag1 20 a 30, 30 a 40 e > 40 golpes), sendo estes os modelos de interação solo-estrutura que convergiram para o modelo de casca sem tratamento. Desta forma, são comparados os valores máximos dos esforços internos e deslocamentos obtidos no 2D e 3D.

Tabela 4. Comparativo entre resultados obtidos dos modelos 2D e 3D para os Esforços Internos.

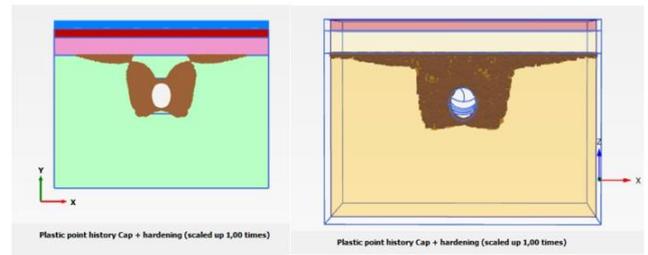
Solo	NSPT	Esforços Internos								
		N_{max} [kN/m]		$\Delta\%$ (N)	M_{max} [kN.m/m]		$\Delta\%$ (M)	Q_{max} [kN]		$\Delta\%$ (Q)
		2D	3D		2D	3D		2D	3D	
4Ar1	>40	2000	1456	37%	59,24	48,67	22%	57,87	55,36	5%
	20 a 30	2937	2255	30%	91,59	96,35	-5%	109	101,4	7%
4Ag1	30 a 40	2736	1924	42%	83,96	70,37	19%	78,54	80,43	-2%
	>40	2549	1839	39%	70,53	62,28	13%	69,38	73,83	-6%

Tabela 5. Comparativo entre os resultados de deslocamentos obtidos nos modelos 2D e 3D.

Solo	NSPT	Deslocamentos verticais		
		u_z [mm]		$\Delta\%$ (u_z)
		2D	3D	
4Ar1	>40	24,7	24,22	2%
	20 a 30	30,19	37,75	-20%
4Ag1	30 a 40	27,53	26,59	4%
	>40	25,96	24,95	4%

Os esforços internos do modelo 2D são relativamente maiores que do modelo 3D, principalmente os esforços axiais. Este é um resultado esperado, considerando que não se obtém adequadamente o efeito de arqueamento no modelo 2D, conforme constatado também por Üçer (2006) com ordem de diferença similar. Para argilas de valores menores de NSPT, o momento é ligeiramente menor no modelo 2D. Isso pode ser em função da geometria oval do túnel, onde há um aumento significativo de esforços na parede lateral, que é mais evidente nos casos de solo com menor resistência.

Quanto aos deslocamentos verticais, os resultados foram semelhantes nos modelos, com exceção do 4Ag1 com 20 a 30 golpes. Observou-se que as plastificações obtidas no modelo 3D para este solo foram significativamente maiores pela menor resistência e parâmetros, quando comparada com solos de NSPT maior, que mesmo sem tratamentos limitaram a distribuição de plastificação no maciço. Portanto, a maior plastificação observada na Figura 28 ocasionou maiores deslocamentos na superfície do que no modelo 2D, que apresentou um comportamento similar, porém menor pelos alívios menores considerados para escavação (similares aos solos de maiores golpes).



(a) (b)
Figura 28. Comparativo de plastificações no entorno da escavação: (a) modelo 2D e (b) modelos 3D.

3 CONCLUSÕES

O estudo comparativo apresentado neste artigo demonstrou a influência do modelo constitutivo adotado nas simulações e as semelhanças quanto aos resultados dos modelos em 2D e 3D. Foram obtidos comportamentos físicos coerentes para este tipo de escavação ovalizada em solo, esforços internos para verificações e deslocamentos para análise de recalques superficiais. Os modelos em 3D e 2D possuem suas características e resultados adequados quando comparados mesmo com diferenças significativas, podendo sempre serem otimizados com a devida calibração. Algumas situações de maciços arenosos (não coesivos) não apresentaram convergência para número de golpes menores (NSPT < 40) sem aplicação de tratamento de teto, ou de frente. Pela baixa coesão e resistência, há uma tendência à instabilidade de frente com deslocamentos significativos com os avanços das escavações. Nos modelos 2D foram obtidos bons resultados, mesmo com as limitações em reproduzir os efeitos escavação de frente através dos alívios aplicados, mas com a vantagem de possuir maior eficiência computacional.

É importante destacar que esse artigo não visa encerrar o assunto sobre o dimensionamento de túneis ovalizados, principalmente, para solos da bacia sedimentar de São Paulo.

Em etapas futuras de desenvolvimento dos trabalhos, espera-se elaborar modelos com representação do impacto do rebaixamento nos deslocamentos superficiais para obtenção da bacia de recalques, implantação de tratamentos do maciço (CCPh, enfilagens, entre outros) para avaliar sua eficiência nestes cenários e, por fim, avaliar inserir um maior número de camadas de solos no modelo, com diferentes parâmetros para melhor representar os maciços da cidade de São Paulo.

4 REFERÊNCIAS

case study on Bolu tunnels. Dissertação de Mestrado. middle east technical university.

Aguiar, G., Futai, M.M., Soares Jr., D. 2014. *Análise da escavação de um túnel da Linha 5 do Metrô de São Paulo em solo residual de gnaiss*, In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica- XVII COBRAMSEG, Goiânia. Anais... p.1-9.

Andrade, G. G.; Yamaguti, P.; Akamine, I.; Nogueira, M. C. 2024. *Túneis com seções ovalizadas em NATM para obras subterrâneas metroviárias*. Cobramseg, Balneário Camboriú.

Brinkgreve, R. B. J., Shen, R. F. 2011. *Structural elements & modelling excavations in plaxis*. Power Point Presentation File.

Carreira, W. 2014. *Análise dos Deslocamentos no Maciço, em Túnel executado pelo Método NATM*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 148 p. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/td-e-26082015-165940/pt-br.php>>. Acesso em 01 jan. 2024.

Dias, C. C. et al. 2023. *Porto Metro Rubi Line—the design of the conventional tunnels in residual soils*. Anais do ITA-AITES World Tunnel Congress (WTC). Livro: Expanding Underground-Knowledge and Passion to Make a Positive Impact on the World. CRC Press, p. 486-493.

Galobardes, I. et al. 2014. *Estimation of the modulus of elasticity for sprayed concrete*. Construction and Building Materials, v. 53, p. 48-58.

Miranda, A. O. 2021. *Geoestatística aplicada a dados geológicos e geotécnicos da Bacia de São Paulo*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 149 p.

Plaxis 3D. 2024. *Material Models Manual – 2024.2*. Bentley. Disponível em: <https://bentleysystems.service-now.com/community?id=kb_article&sysparm_article=KB0107989>. Acesso em 01 jan. 2024.

Tjie-Liong, G. 2014. *Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems*. International Journal of Applied Engineering Research, v. 9, n. 21, p. 8291-8311.

Üçer, S. 2006. *Comparison of 2D and 3D finite element models of tunnel advance in soft ground: A*

Aplicação de *jet-grouting* para consolidação de emboque de túnel rodoviário em baixa cobertura

Alysson Rodrigo de Andrade, Guido Paulo Simm Júnior, Eloi Angelo Palma Filho

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, Brasília-DF, Brasil

Marledo Silveira

Sotepa Ltda, Florianópolis-SC, Brasil

Rogério Martinati

Núcleo de Projetos e Consultoria, São Paulo-SP, Brasil

RESUMO: A decisão de iniciar a escavação de túneis com baixa cobertura, pode decorrer da estratégia técnica de minimizar a intervenção na encosta. Em contraponto aos benefícios passíveis dessa solução, iniciar a obra subterrânea com baixa cobertura (menor do que um diâmetro), em solo, poderá impor um condicionamento adicional do maciço previamente a sua escavação. No túnel rodoviário Eng. Antônio Carlos Gruner Bessa, na rodovia BR-280/SC, o projeto original contemplou uma consolidação do maciço em solo, na região dos emboques, por meio da implementação de colunas de *jet-grouting* paralelas às paredes dos túneis. No emboque oeste da escavação, porém, foi necessário e possível fazer um ajuste nessa solução de consolidação, aplicando a mesma metodologia de *jet-grouting*. O projeto ajustado manteve a solução de emboque com baixa cobertura, porém realizando uma adequação na forma do túnel e consolidando não apenas as laterais das paredes como também a fundação sob as cambotas e o maciço de cobertura.

Palavras-chave: Túnel; Túnel rodoviário; *Jet-Grouting*; Túnel baixa cobertura.

1 DADOS DO EMPREENDIMENTO

O túnel rodoviário duplo Eng. Antônio Carlos Gruner Bessa está sendo executado na rodovia federal BR-280/SC, em Jaraguá do Sul-SC, no Contorno Rodoviário de Jaraguá do Sul, e sob o chamado Morro do Vieira.

Conforme mostrado na Figura 1, esse empreendimento será uma alternativa de tráfego à rodovia atual, uma vez que a rodovia BR-280/SC cruza as áreas urbanas de Guaramirim-SC e Jaraguá do Sul-SC, e a confluência de tráfegos (de curta e de longa distância) acarreta em saturação da via,

impactando sobremaneira a capacidade de transporte, e acarretando em maiores custos de deslocamento, principalmente para os usuários que possuem origem e destino distantes dessa área citada.

Na Figura 2 é mostrada a seção-tipo do projeto original, para o trecho a ser escavado em solo, mostrando que a pista a ser implantada deverá contemplar duas faixas de rolamento e uma pista que servirá como acostamento.

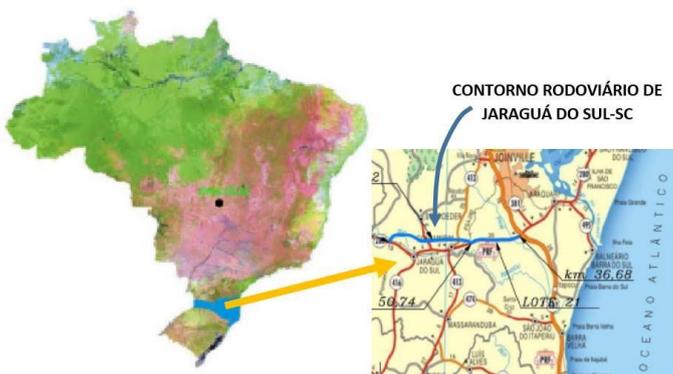


Figura 1. Localização do empreendimento. Adaptado de DNIT, 2012.

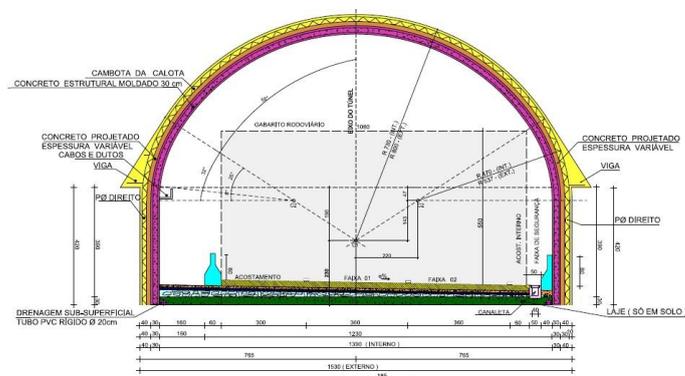


Figura 2. Seção-tipo do projeto original para escavação em solo. DNIT, 2012.

As duas galerias de escavação, chamadas de Túnel Direito e Túnel Esquerdo, possuem cerca de 1.060 m cada, com ligação regular entre elas. Considerando essas características, chega-se a um volume de escavação subterrânea, entre solo e rocha, que ultrapassa os 300.000 m³ (trezentos mil metros cúbicos).

2 PROJETO ORIGINAL – LADO OESTE

O projeto original, no que se refere à escavação pelo lado oeste, previa uma extensão significativa de consolidação do maciço por meio de colunas de *Jet-Grouting* - JG, aplicadas apenas no formato vertical.

Essa indicação decorreu das condicionantes do maciço, identificadas a partir de campanhas de investigação geológico-geotécnicas, realizadas por meios diretos e indiretos. Conforme mostrado na Figura 3, havia a previsão de que a escavação subterrânea fosse desenvolvida ao longo de trecho de solo saprolítico, de silte argiloso e de rocha fraturada por cerca de 200 m, momento esse que, mesmo continuando a implantação de enfilagens injetadas para a estabilidade da calota do túnel, a condição das paredes já seria melhor, dispensando a consolidação por JG.

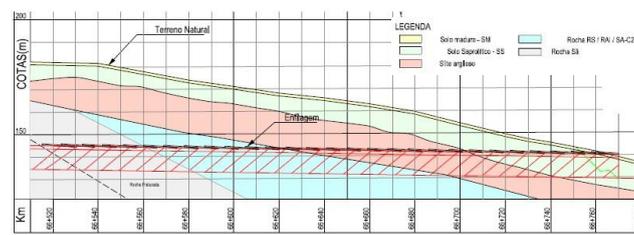


Figura 3. Caracterização do maciço, lado oeste. DNIT, 2012.

Como mostrado na Figura 4 o projeto vislumbrou a implantação de quatro linhas de JG verticais por cerca de 200 m, e a instalação de dois arcos intermediários, atuando como uma espécie de contrafortes para a estabilidade da encosta. Essa solução já havia sido utilizada pelo DNIT no projeto dos túneis do Morro Alto, rodovia BR-101/RS, como relatado por PALMA FILHO e KOSHIMA (2009).

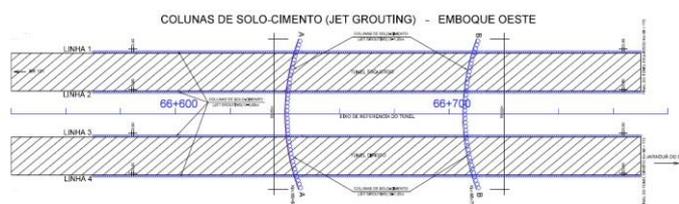


Figura 4. Implantação de 4 linhas de *Jet-Grouting*. Visão superior. DNIT, 2012.

Na Figura 5, em outra visão, é mostrada pela lateral dos túneis como seria a implantação dessas colunas, que avançariam até abaixo da cota da soleira dos túneis.

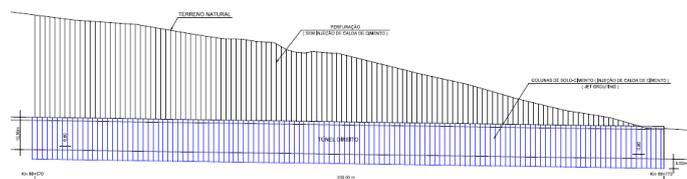


Figura 5. Visão lateral de uma linha de *Jet-Grouting*, sendo que a injeção vai até 3,0 m abaixo da cota da soleira. Visão superior. DNIT, 2012.

Se depreende da análise dessas figuras que, para implantar as colunas de JG a partir da superfície, a intervenção na vegetação original demandaria uma extensão linear de impacto superior a duas centenas de metros. Mesmo tomando todos os cuidados quando da execução, sabe-se que os equipamentos para implementação dessa tecnologia possuem porte considerável, além da geração de fluidos de refluxo que devem ser coletados e transportados, o que poderia gerar uma necessidade de supressão vegetal considerável.

No tocante à questão técnica, essa solução, à época do projeto, foi analisada pelo DNIT sob a ótica de agregar segurança à escavação, também do ponto de vista probabilístico.

Como relatado por Palma Filho (2011), para os segmentos mais críticos (cobertura mais baixa) a consideração de colunas de *Jet-Grouting* vizinhas à escavação, quando comparadas a uma solução de projeto que não tivessem essa coluna, reduziu a probabilidade de ruptura de 1:5 (20%) para 1:950 (0,1%), auxiliando assim à aceitação de tal solução pelo dono da obra.

Assim, entendeu-se que essa solução projetada atenderia aos quesitos técnicos e administrativos, e a obra pública foi contratada por meio de um processo licitatório, incorporando tal solução de consolidação com JG no emboque oeste.

Mesmo que essa técnica de *Jet-Grouting* já seja bastante difundida nas obras subterrâneas e a céu aberto em nosso país, cabe citar Carreto (2000), como uma fonte de informação técnica sobre o tema.

Em tal obra, descreve-se que essa técnica de consolidação teve origem e desenvolvimento nos anos 1970 de modo a melhorar as propriedades dos solos de reduzida característica mecânica e elevada permeabilidade. Promove melhoria dos solos diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, por meio de injeção de calda de cimento através de haste rotativa com grande pressão e velocidade. Como consequência dessa aplicação, ocorre uma desagregação das partículas de solo, criando um novo material (solo + calda de cimento), de propriedades mecânicas compatíveis a um solo-cimento, portanto superiores àquelas do material original.

3 PROJETO REVISADO

Este tópico será subdividido em itens, um reportando a uma consideração administrativa, e outro com os

detalhes técnicos da alteração de projeto proposta, aceita e implementada.

3.1 *Análise administrativa*

A execução das obras do túnel do Morro do Vieira foi contratada por meio de licitação pública, sob a égide da Lei do RDC (Lei nº. 12.462/2011), no regime de Empreitada por Preço Global, com possibilidade de ajuste contratual a critério da Administração.

À medida que a obra do Contorno Rodoviário, como um todo, foi sendo executada, houve um descompasso de início de execução do emboque oeste do túnel, em função da indisponibilidade de acesso à superfície daquela região (processo de desapropriação).

Com os detalhamentos de projeto inerentes à fase de execução desses empreendimentos lineares, tornou-se necessário ajustes no greide de saída do túnel, o que impactaria, também, nas alturas de cortes. Nessa oportunidade, então, a equipe técnica de apoio à fiscalização das obras entendeu como pertinente promover os seguintes ajustes de projetos, que serão mais bem detalhados ao longo deste artigo:

- Adequar o posicionamento dos tratamentos de consolidação com colunas de *jet-grouting* de diâmetro 1,20 m na região do emboque;
- Adequar a metodologia do tratamento das paredes do túnel (fundação da calota), passando de um tratamento que seria executado a partir da superfície, para a execução pelo interior da seção de escavação (*jet-grouting* de diâmetro 0,80 m);
- Adequar a seção de escavação para suporte em solo.

Mesmo com os ajustes de greide em relação ao projeto original, concluiu-se pela manutenção da estaca do emboque oeste dos túneis no Km 66+770 (eixo central do projeto executivo). Porém se tornaram necessários serviços de contenção nos taludes resultantes do emboque para os túneis, obras estas que não estavam previstas no projeto original.

Com relação às premissas técnicas de projeto, vale mencionar que elas foram mantidas, apesar das alterações necessárias em relação às contenções de taludes devido à geometria da pista do eixo direito, revisada em atendimento às solicitações feitas pelo IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis.

Em função das exigências do órgão ambiental e no descompasso na solução de desapropriações que liberariam acesso à área do emboque oeste, a escavação dos túneis desenvolveu-se a partir do lado leste até o km 66+680, restando apenas noventa metros para o ‘vazamento’ do túnel. Como o projeto

previa o encontro das frentes de escavação, aproximadamente no meio da extensão dos túneis e em maciço rochoso, esta revisão da metodologia se fez necessária.

3.2 Adequação das colunas de jet-grouting

O trecho do emboque oeste limitou-se ao trecho compreendido entre a estaca 66+770,00 e 66+680,00. Destes 90 m, 10 m corresponderiam ao túnel falso, 20 m na face do talude de emboque, e cerca de 60 m de escavação até atingir a frente paralisada dos túneis direito e esquerdo.

É possível encontrar na literatura exemplos de obras de túneis iniciados com baixa cobertura, porém com tratamento de consolidação nessa região.

Um exemplo importante é trazido por Lunardi (2008, p. 212) que apresenta o *Artificial Ground Overburdens – AGO*, ou consolidação artificial de cobertura, em tradução livre.

Com tal técnica, cujos conceitos estão descritos nessa referência, é possível garantir segurança à escavação mesmo com baixíssima cobertura, e com isso minimizar o volume de escavação a céu aberto, reduzindo os chamados ‘anfiteatros’ nas regiões dos portais, tal como mostrado na Figura 6.



Figura 6: Exemplo de túnel iniciado sob a técnica AGO. Fonte: Lunardi, 2008.

Assim, na região do emboque oeste, com o objetivo de manter a estabilidade da escavação da seção do túnel e a estabilidade da encosta, foi proposto tratamento externo com colunas de JG (*Jet-Grouting*) do tipo JSG (*jumbo special grouting*) no entorno da seção do túnel até estaca 66+734, sendo o trecho complementar com os tratamentos realizados internamente.

Na Figura 7 e na Figura 8 é possível visualizar o trecho supracitado.

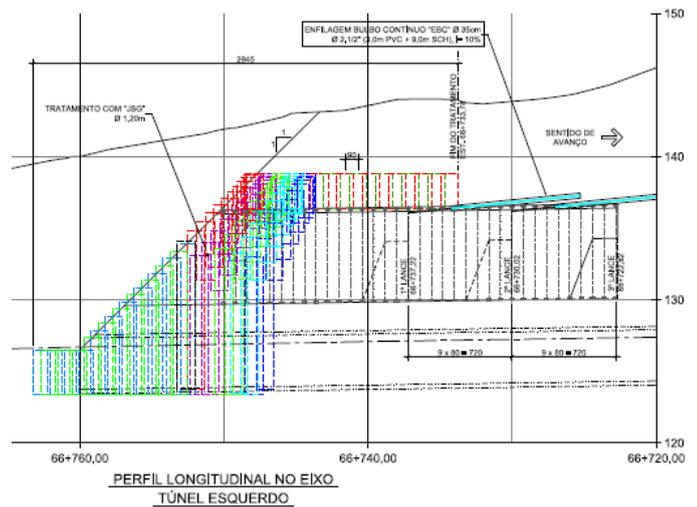


Figura 7: Tratamento do tipo JSG – visão lateral. Fonte: Núcleo Engenharia e Projetos, 2019.

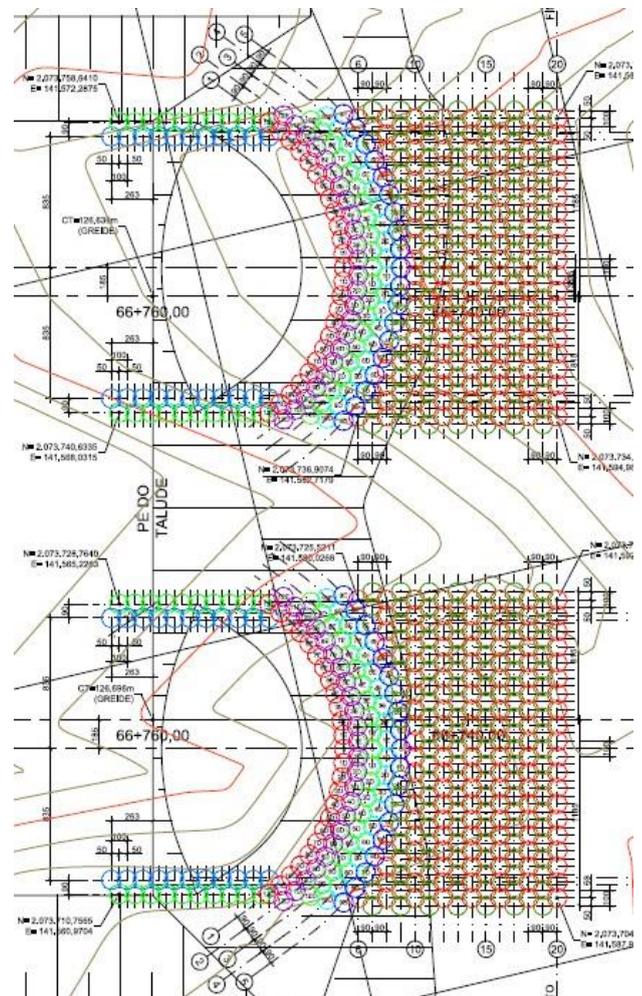


Figura 8: Tratamento do tipo JSG – visão superior. Fonte: Núcleo Engenharia e Projetos, 2019.

3.3 Tratamento da fundação das cambotas

Considerando o cenário geológico-geotécnico, além dos tratamentos usuais de calota e frente, verificou-se a necessidade de tratamento complementar do terreno na região da base de apoio das cambotas, por apresentar, potencialmente, capacidade de suporte inferior à necessária.

A solução de melhoria do maciço na região de fundação da calota dos túneis foi a adoção de colunas de solo-cimento executadas pela técnica de JG quando aplicável, e/ou microestacas injetadas armadas em maciço heterogêneo e resistente a formação de colunas, conforme mostrado na Figura 9

Este tratamento complementar foi concebido para ser realizado internamente à escavação, com afastamento máximo da frente da ordem de 16 m, visando a requalificação e melhoria das condições da fundação da calota, nos locais escavados e identificados com taxa de trabalho inferior a requerida pelo projeto.

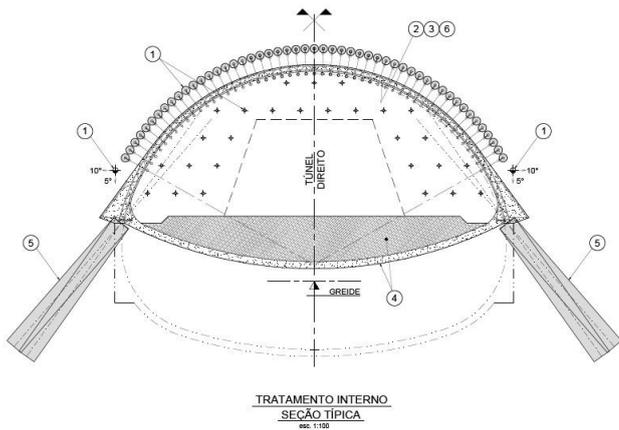


Figura 9. Seção com tratamentos internos. Fonte: Núcleo, 2019.

3.4 Adequação da seção de escavação

O projeto original considerou a seção de escavação em formato arco-retângulo, a qual era tradicional nos projetos e obras implantadas pelo DNIT, conforme mostrado na Figura 2.

Devido as severas condições geológicas e a baixa cobertura dos túneis no emboque oeste, se fez necessário lançar mão do uso de seção ovalizada com avanço em calota/rebaixo, e uso de arco invertido provisório (AIP) e arco invertido definitivo (AID), essencial para seção de túneis com grandes dimensões executados em maciços pouco competentes (solos e rochas alteradas mole).

Essa seção ajustada está mostrada na Figura 10.

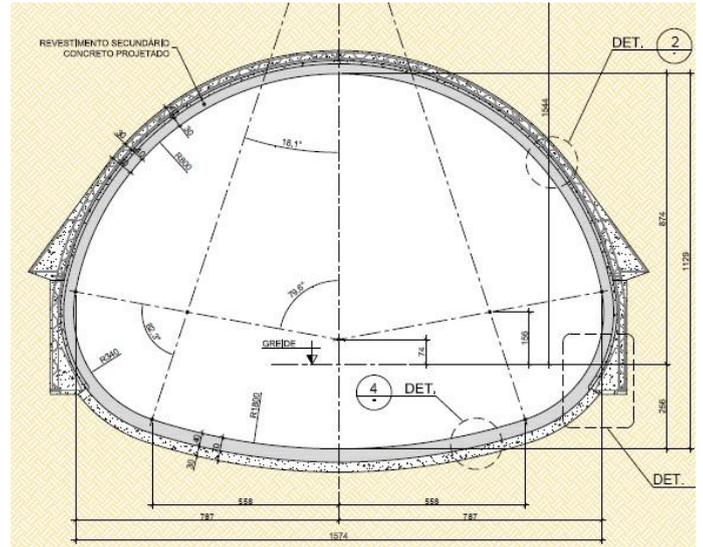


Figura 10. Seção de escavação ajustada. Fonte: Núcleo, 2019.

Imagens da execução dessa etapa da obra, em dez/2024, próxima à conclusão, podem ser vistas na Figura 11, na Figura 12, na Figura 13 e na Figura 14.



Figura 11. Execução do arco invertido definitivo, em dez/2024. Fonte: Autor.



Figura 12. Trecho a ter o arco invertido definitivo executado, em dez/2024. Fonte: Autor.



Figura 13. Execução do arco invertido definitivo, em dez/2024.
Fonte: Autor.



Figura 14. Execução do arco invertido definitivo, em dez/2024.
Fonte: Autor.

3.5 Verificações de cálculo

A análise das escavações foi do tipo evolutiva pelo método de elementos finitos (MEF), contemplando a estratigrafia do maciço, a superfície do terreno, o processo de escavação e aplicação do revestimento primário em fases. Com esta análise, obteve-se o desenvolvimento das tensões no maciço e os recalques induzidos em função do processo de

escavação, além de dimensionar o túnel para os esforços potenciais (compressão, flexão e esforço transverso) considerando maciço em meio contínuo.

O maciço foi considerado drenado durante a escavação e aplicação do revestimento primário, admitindo que não haja o desenvolvimento de pressão hidrostática nesta etapa, sendo considerado a pressão de água somente no revestimento secundário após escavação dos túneis. Para simular o efeito tridimensional da aproximação da frente de escavação em um modelo bidimensional atribui-se a cada fase um alívio de tensões (ou certa parcela da carga final), uma vez que junto à frente de escavação a carga entra de maneira gradativa

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Piezo Line
RESIDUAL MADURO (SM1)	■	16	Isotropic	5000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	20	10	None
RESIDUAL JOVEM (SM2)	■	18	Isotropic	15000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	30	10	None
SOLO ALTERAÇÃO (SA)	■	18	Isotropic	30000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	35	20	None
ROCHA ALTERADA MOLE (RAM)	■	19	Isotropic	50000	0.25	Mohr Coulomb	Plastic	35	50	None
JG	■	20	Isotropic	100000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	35	200	None

Figura 15. Parâmetros geotécnicos adotados. Fonte: Núcleo, 2019.

Conforme citado anteriormente, devido às condições topográficas e geológicas, é necessário o uso de tratamentos do maciço para estabilizar e melhorar as condições dos solos circundantes à escavação, a fim de diminuir os recalques oriundos das aberturas dos túneis na superfície, e também aumentar a segurança das escavações.

Das três seções de cálculo, os modelos foram concebidos com os tratamentos em JG vertical para a Seção A (Figura 15), e para as seções B e C (Figura 16 e Figura 17) apenas a melhoria do maciço na região das fundações da calota com “estacas” de JG/EIA na região da sapata.

Parâmetros adotados para o concreto projetado:

- $f_{ck} = 30$ MPa
- Módulo de Deformabilidade = 27000 MPa
- Peso específico = 25 KN/m³
- Coeficiente de Poisson = 0,2

As deformações geradas no maciço devido às escavações foram modeladas considerando a escavação de um túnel em calota e AIP, logo em seguida a simulação da abertura do segundo túnel também em calota e AIP, e somente após foi simulada a escavação do rebaixo e AID do primeiro túnel e em seguida a finalização do segundo túnel.

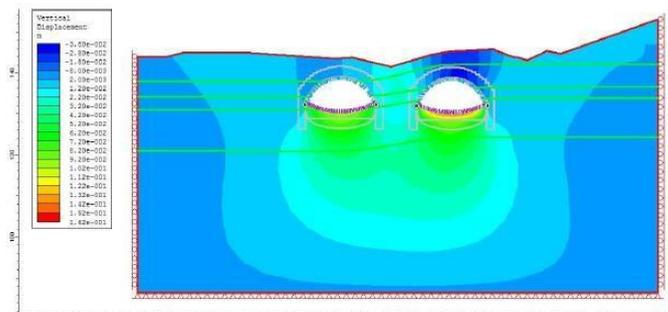


Figura 16. Deformação da Seção A de escavação. Fonte: Núcleo, 2019.

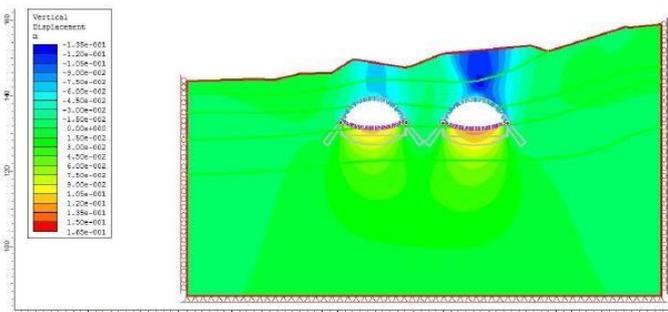


Figura 17. Deformação das Seções B e C de escavação. Fonte: Núcleo, 2019.

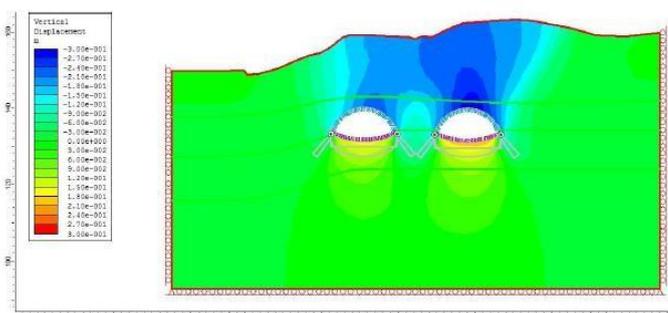


Figura 18. Deformação das Seções B e C de escavação. Fonte: Núcleo, 2019.

4 CONCLUSÕES

Verificou-se que a escavação dos túneis do emboque oeste do Morro Vieira em condições de baixa cobertura, geologia desfavorável e grande seção provocaria, sem uso de tratamentos, deformações na superfície do terreno e instabilidades que levariam ao colapso. Entretanto, utilizando os dispositivos de tratamento do maciço (externo e interno) as deformações obtidas por meio da análise numérica mostram uma redução significativa em todas as seções analisadas, principalmente quanto ao aumento da capacidade de suporte do solo na fundação da calota, já que o solo em questão não possui capacidade para suportar as tensões geradas pelas escavações.

As deformações máximas em superfície obtidas na seção A, sem tratamento, poderiam alcançar 1.380

mm, ao passo que com a realização das colunas de JG os valores obtidos seriam reduzidos para 25 mm. Nas seções B e C sem tratamento de fundações as deformações estimadas seriam da ordem de 280 mm e 600 mm, respectivamente; passando para 140 mm e 330 mm com tratamento das fundações.

Destaca-se que o comportamento do maciço e estrutura sempre devem ser acompanhados sistematicamente por equipe de geólogo e/ou engenheiro geotécnico de campo, que além de verificar a aderência do previsto em projeto com a situação real, tem como avaliar as condições de estabilidade das frentes de escavação e dos revestimentos aplicados através da inspeção visual, do monitoramento do maciço e estruturas, e da contínua classificação dos maciços escavados, adequando os tratamentos e as metodologias previstas em projeto (sistema observacional) na busca de preservar a segurança das atividades.

5 REFERÊNCIAS

Carreto, J. R. 2000. *Jet Grouting: Uma técnica em desenvolvimento*. 2000. VII Congresso Nacional de Geotecnia, 2000. Disponível em: <https://spgeotecnia.pt/wp-content/uploads/2024/08/pdfnVbsj0.pdf>. Acesso em: 30 ago 2024.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 2012. *Projeto de Engenharia. Rodovia BR-280/SC, Lote 2.2*.

Lunardi, P. 2008. *Design and Construction of Tunnels*. Springer. ISBN: 978-3-540-73874-9

Núcleo Engenharia e Projetos. 2019. *Memória de Cálculo – Revestimento Primário e Secundário. Túnel Morro do Vieira, BR-280/SC. Relatório NU-37-3000-MC-TUN-100*.

Palma Filho, E. A. 2011. *Applicability of Jet Grouting to implement security in the excavation of shallow tunnels – a study in the preliminary stages*. World Tunnel Congress 2011 – Proceedings. ITA-AITES.

Palma Filho, Eloi Angelo; Koshima, Akira. 2009. *Soluções para contenção do emboque sul dos túneis do Morro Alto, na BR-101/RS, na presença de material coluvionar*. COBRAE. 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. ABMS.

SOTEP. 2024. *Relatório As Built parcial. Lote de obras 2.2, rodovia BR-280/SC*.



Inovação e Engenharia: o caso da Estação FAAP-Pacaembu

A.K. Scremin, C.B. Santos, G.M.M. Ferreira, & V.M. Robles

Acciona Construcción, São Paulo, Brasil

RESUMO:

A Estação FAAP-Pacaembu, parte da Linha 6-Laranja do metrô de São Paulo, localizada em uma área densamente urbanizada, possui um projeto complexo com túneis e poços de grandes dimensões que exigem especiais cuidados na sequência executiva e nos tratamentos do maciço com o objetivo de minimizar os riscos, e garantir a segurança da obra. Este estudo de caso apresenta as soluções de engenharia adotadas para adequar a estação tomando em conta sua funcionalidade, demanda de usuário, ocupação de espaço à superfície e situação geotécnica, de forma de minimizar os impactos sobre o entorno e garantir as escavações em alto nível de segurança. Os resultados obtidos demonstram a importância de uma abordagem multidisciplinar para viabilizar a construção de obras subterrâneas em áreas urbanas complexas. As lições aprendidas neste projeto podem servir como referência para futuros projetos de estações metroviárias, contribuindo para o desenvolvimento de soluções mais eficientes e sustentáveis.

Palavras-chave: obras subterrâneas, engenharia geotécnica, estação de metrô, soluções construtivas, áreas urbanas.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de São Paulo, uma das maiores megalópoles do mundo, enfrenta desafios significativos em sua mobilidade urbana. A alta densidade populacional e a complexidade da malha viária exigem soluções inovadoras para garantir um transporte público eficiente e seguro. Nesse contexto, a Linha 6-Laranja de metrô surge como uma alternativa sustentável para conectar o norte ao centro da cidade através de 15 estações ao longo de 15,3 km de túnel.

A Estação FAAP-Pacaembu, que faz parte da Linha 6-Laranja, está situada no bairro Higienópolis, região de grande valor histórico e cultural da cidade. A estação possui em seu entorno diversas edificações de relevância como o Estádio do Pacaembu, a Fundação Armando Álvares Penteado (FAAP), edifícios ícones da arquitetura, inúmeros prédios altos com fundações profundas, e artérias viárias importantes, como a Av. Pacaembu e Av. Angélica.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

2.1 *Conceito original*

O perfil geotécnico da estação compreende cinco diferentes compartimentos geológicos, abrangendo os aterros, os aluviões quaternários, a Formação São Paulo, a Formação Resende e o Complexo Embu. Esta diversidade geológica implica em desafios distintos para cada fase da construção, incluindo problemas como adensamento de depósitos aluvionares, controle do nível d'água nas formações permeáveis das areias e potencial de escavação em gnaíse.

De modo a ultrapassar este contexto complexo, a Estação FAAP-Pacaembu foi idealizada através da conjugação de uma intrincada rede subterrânea constituída por 3 Poços, 2 túneis de conexão e uma caverna de grandes dimensões, cumprindo integralmente com as disposições contratuais, arquitetônicas e de ocupação de espaço à superfície.

O seu poço principal, conhecido como Poço Pacaembu, possui geometria circular de 41,6 m de diâmetro e 38 m de profundidade. A partir desse poço, ramificam-se três túneis em NATM: o túnel principal, com aproximadamente 90 m de extensão, que dá origem ao corpo da estação e às plataformas; um túnel secundário que se conecta ao Poço do Acesso Bahia com formato elíptico (28,9 m x 22,8 m) e 31 m de profundidade; e outro túnel que se conecta a um poço menor, localizado no acesso à FAAP (19,4 m de diâmetro e 13 m de profundidade).

Esses túneis também apresentam particularidades que contribuem na complexidade de execução dos poços. O túnel do Acesso Bahia desemboca no poço elíptico de forma deslocada em relação ao centro, enquanto o túnel do corpo da estação está posicionado de forma assimétrica em relação ao poço principal, com a plataforma descentralizada em relação ao eixo do poço.

Este estudo de caso apresenta as soluções de engenharia implementadas na construção da Estação FAAP-Pacaembu, adaptando-a ao complexo ambiente urbano e aos desafios geológicos do local. Com foco no Poço Principal e no Poço de Acesso Bahia, ambos já escavados, o trabalho apresenta os desafios geotécnicos encontrados e as estratégias adotadas para garantir a estabilidade das escavações e a adaptação da obra ao entorno urbano, aportando conhecimento de práticas aplicadas que podem servir como referência para futuros projetos de estações metroviárias implantados em áreas urbanas complexas.

A Linha 6-Laranja de metrô de São Paulo com seus 15,3 km de extensão conecta Brasilândia à região central de São Paulo, passando por 15 estações subterrâneas (Figura 1) e diversos pontos estratégicos da cidade, como: hospitais, estádios esportivos, centros de cultura e lazer, shoppings e universidades, integrando diversos sistemas de transporte da cidade. A infraestrutura da linha inclui ainda 18 poços, entre ventilação e saídas de emergência, além do Pátio Morro Grande, responsável pela manutenção e estacionamento dos trens.

A Estação FAAP-Pacaembu está localizada no trecho sul da linha, entre as estações PUC-Cardoso de Almeida e Higienópolis-Mackenzie, conforme destacado na Figura 1.



Figura 1 - Mapa das Estações da Linha 6-Laranja

Inicialmente denominada Angélica-Pacaembu, esta estação é um ponto crucial na integração modal da região, conectando bairros como Pacaembu e Higienópolis à rede metroferroviária da cidade.

A estação intercepta as ruas Armando Álvares Penteado, Avaré, Ceará e Sergipe. Na sua concepção original, a Estação foi idealizada com a localização do poço principal de diâmetro de 37 m e profundidade aproximada de 57 m, na esquina das ruas Sergipe e Ceará, sendo que o túnel do corpo da estação se desenvolvia simetricamente ao poço principal, de forma tradicional, ilustrado na Figura 2.

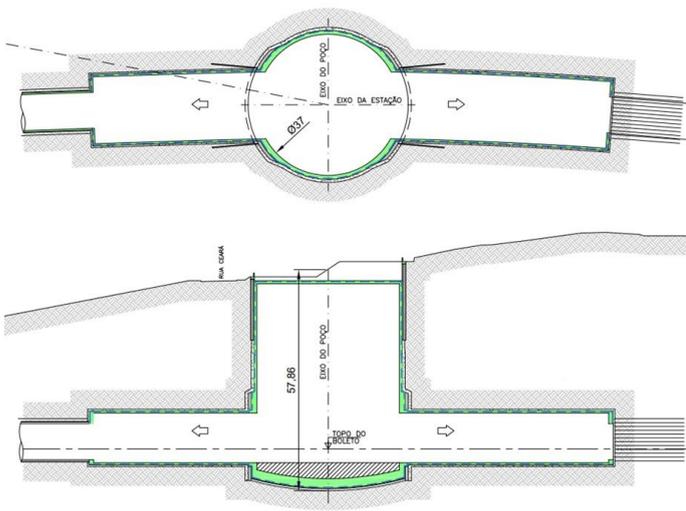


Figura 2 - Planta e perfil do Poço Principal e túnel do Corpo da Estação

2.2 Características Geológicas e hidrográficas

A Estação FAAP-Pacaembu está integrada na Bacia Sedimentar de São Paulo, uma região caracterizada por sedimentos terciários e quaternários sobrepostos ao embasamento cristalino pré-cambriano. Na área da estação, encontram-se o Complexo Embu, uma das unidades do embasamento pré-cambriano, além das formações São Paulo e Resende, e depósitos aluvionares quaternários.

O embasamento pré-cambriano é composto por rochas do Complexo Embu, como gnaisses e migmatitos, e seus produtos de alteração, como solos residuais e saprólitos. Esses solos, predominantemente silteosos, podem conter matações — grandes blocos de rocha dentro do solo — e apresentam descontinuidade herdada das rochas originais.

A Formação Resende, unidade basal e lateral da Bacia Sedimentar de São Paulo, se distingue pela grande continuidade de suas camadas, resultando em pacotes sedimentares mais espessos e extensos em comparação com outras formações. Seus depósitos incluem fácies argilosas e arenosas (Monteiro et al., 2012).

A Formação São Paulo apresenta três subunidades de depósitos sedimentares: arenosa, argilosa variegada e argilosa vermelha (Gurgueira, 2013). A unidade argilosa variegada (3Ag1 e 3Ag2) corresponde a depósitos fluviais meandrantos de planície de inundação ou meandros abandonados,

compostos por argilas silteosas a arenosas, plásticas, com múltiplas cores de alteração (roxo, cinza, vermelha e amarela), de consistência média a dura. A unidade argilosa vermelha é uma camada superficial alterada, com visível porosidade, composta por argilas silteosas a pouco arenosas, plásticas a pouco plásticas, e cores vermelha ou vermelha e amarela, com baixos valores de N_{spt} . Essas camadas superficiais moles são descritas no meio geotécnico como argilas porosas, com comportamento colapsível quando saturadas por água e mesmo quando submetidas a baixas tensões.

A estação também apresenta aluviões e depósitos fluviais meandrantos compostos por argilas ricas em matéria orgânica. Essas argilas, de alta plasticidade e consistência muito mole, variam de cor preta a cinza escura e são conhecidas como argilas orgânicas, com alta deformabilidade. Na Figura 3 se apresenta graficamente a seção geológico-geotécnica da Estação.

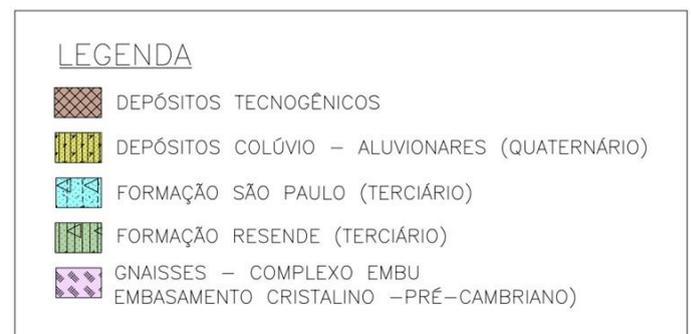
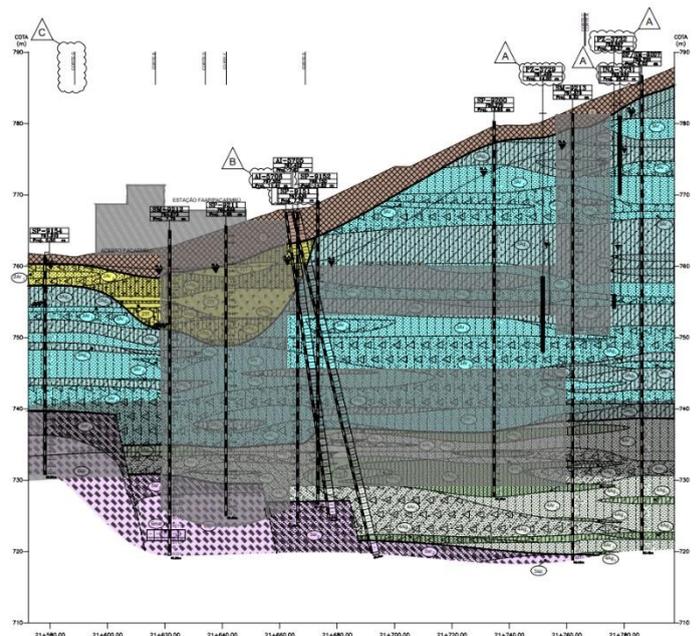


Figura 3 - Seção geológico-geotécnica da Estação FAAP

2.3 Avaliação de Risco

Além das características geológico-geotécnicas, a implantação da Estação enfrentava outros desafios significativos. Dentre eles, destacam-se:

Zoneamento: Os terrenos destinados à construção da Estação FAAP-Pacaembu apresentam uma variedade de zoneamentos. A área localizada na esquina das ruas Sergipe e Ceará está classificada como zona mista de média densidade (ZM-2/01). A esquina das ruas Sergipe e Bahia encontra-se em uma zona mista de alta densidade (ZM-3B/01). Por sua vez, os acessos FAAP e Pacaembu estão inseridos em uma Zona Especial de Preservação Cultural (ZEPEC), correspondente ao Bairro Tombado do Pacaembu, o que demandou um estudo mais detalhado das normas e restrições específicas para esta área.

Impacto em Edifícios Lindeiros: A grande profundidade e diâmetro do poço principal, localizado em área densamente construída, especialmente no cruzamento das ruas Sergipe e Bahia, gerava preocupação quanto a possíveis danos aos edifícios vizinhos. Essa região abriga ícones da arquitetura modernista brasileira, como por exemplo, o Edifício Bahia Sergipe (01) inaugurado em 1961, um dos primeiros projetos importantes do renomado arquiteto e urbanista brasileiro Paulo Mendes da Rocha (1928-2021), entre outros prédios de grande porte como o Edifício Condessa Luciana (02), que poderiam ser afetados pelas obras, conforme evidenciado na Figura 4.



Figura 4 - Localização dos Edifícios Bahia Sergipe (01) e Condessa Luciana (02)

Aumento de Riscos com a Escavação: A escavação da caverna sob grandes edificações eleva significativamente os riscos de instabilidade do solo e danos às estruturas. Além disso, com a localização inicial do túnel do corpo da estação, a partida da tuneladora ficaria posicionada imediatamente abaixo

de um edifício de grande porte, o que representava um risco adicional para o entorno.

Necessidade de Reforço das Fundações: Avaliando os riscos, era possível que se tornasse necessário executar obras de reforço nas fundações dos edifícios vizinhos para garantir a sua segurança durante e após as obras.

Limitação de espaço: No nível da superfície, o poço principal original, que na fase executiva invadia a rua temporariamente, deveria ser posteriormente parcialmente reaterrado para recomposição do viário e não seria utilizado como acesso desde a rua, necessitando execução de mais um poço para acesso para atender a demanda da estação.

2.4 Nova Solução

Considerando a complexidade do local, as descobertas geológicas e uma avaliação de risco detalhada que teve em conta todos os fatos anteriormente citados, foi realizada uma revisão do conceito original e adotados tratamentos geotécnicos específicos e um planejamento construtivo meticuloso, visando sempre melhorar as condições, reduzir os impactos, reforçar a segurança do entorno e atender à demanda de usuários.

A nova solução foi projetada para se integrar ao contexto urbano do bairro, assim como garantir a funcionalidade da estação em um dos bairros mais tradicionais de São Paulo.

Essas adequações redefiniram uma nova localização do poço principal, uma nova posição do corpo da estação e a reconfiguração espacial dos acessos, de modo a garantir o afastamento das fundações profundas dos prédios vizinhos de grande volumetria.

A estação ficou redefinida com três poços de acesso, dois túneis de ligação e o túnel principal, além da vala do Acesso Pacaembu que também incorporaria as salas técnicas majoritariamente subterrâneas.

Esta solução, que será detalhada ao longo deste documento, resultou em inúmeros benefícios técnicos, mitigando riscos importantes e mantendo o atendimento integral dos critérios operacionais com menor afetação do entorno e da sociedade, sendo uma evolução natural ocorrida no amadurecimento do projeto.

3 DESENVOLVIMENTO DA SOLUÇÃO

A principal característica contratual da Linha 6 de São Paulo é a sua implantação em um formato de Parceria Pública Privada (PPP), na qual o Projeto, Construção e Operação estão a cargo de uma entidade única e privada, de forma devidamente avaliada e validada por representantes do governo do Estado de São Paulo. Este aspecto leva a uma abordagem holística em todo o ciclo de desenvolvimento do Projeto e permite que sejam realizadas adequações completas dos conceitos originais arquitetônicos e de engenharia das Estações, em função de informações de melhor qualidade adquiridas ao longo do tempo, como por exemplo através de campanhas geotécnicas adicionais.

Foi este aspecto que permitiu realizar de forma célere e bem-sucedida uma nova solução de raiz para a Estação FAAP-Pacaembu.

Após múltiplos estudos, foi concluído que a melhor solução consistia em uma completa reconfiguração arquitetônica, sendo que a principal modificação foi a transferência do poço principal do cruzamento das ruas Sergipe e Ceará para o terreno do cruzamento das ruas Avaré e Armando Álvares Penteado, conforme Figura 5.

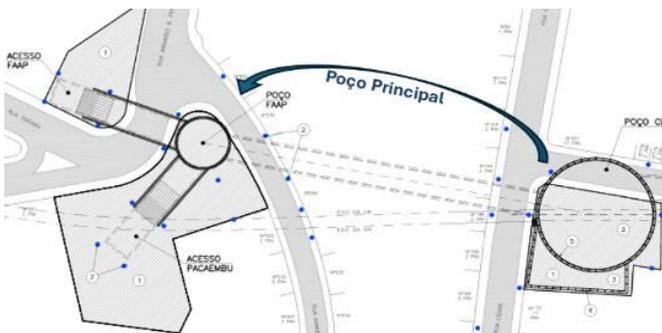


Figura 5 – Configuração arquitetônica original da Estação, e representação da transferência do poço principal.

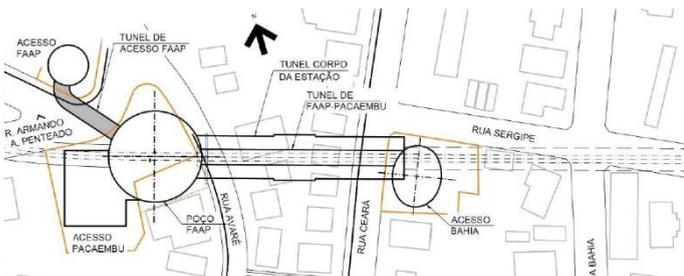


Figura 6 - Planta de Localização da Estação FAAP-Pacaembu

O poço principal (Acesso Pacaembu) servirá para a circulação vertical e possui o nível térreo na cota 761,785 m. Receberá o fluxo do Acesso FAAP no nível do hall de bilheteria, que estará na cota 748,185 m, e o fluxo do Acesso Bahia no nível intermediário 1C, cota 754,745 m. Desta forma, o hall de bilheteria irá concentrar os usuários provenientes dos três acessos, que poderão circular entre as áreas pagas e não pagas.

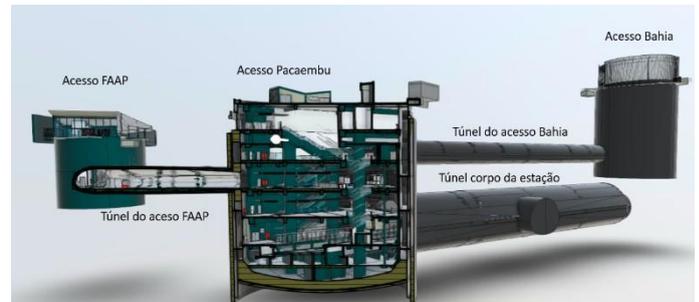


Figura 7 – Modelo BIM da Estação com a indicação dos acessos e túneis

Ao ter sido realizada a modificação do poço principal, que é o responsável pelo transporte vertical dos usuários até ao nível da plataforma, foram realizados os ajustes da acessibilidade ao nível da superfície. Os acessos foram projetados com as seguintes características:

Acesso 2 - Acesso Pacaembu (nível 761,785 m e profundidade média de 41 m) situado entre as ruas Armando Álvares Penteado e Avaré, contará com um conjunto de duas escadas rolantes, uma fixa e um elevador. Devido ao grande desnível verificado no terreno, este acesso é voltado para a rua de menor cota, rua Armando Álvares Penteado, que receberá o fluxo do Estádio Pacaembu, conforme Figura 8. A laje de cobertura está em cota similar à rua Avaré e, por isso, será utilizada como parte da praça a ser proposta para as áreas restantes da desapropriação, conforme Figura 9. Esta praça será pública, abrigará áreas verdes e áreas de concessão e a construção de um bicicletário.



Figura 8 - Acesso Pacaembu (rua Armando A. Penteadó)



Figura 9 - Acesso Pacaembu - praça (rua Avaré)

Em uma vala anexa a esse acesso, estão localizadas as Salas Operacionais, no nível hall de bilheterias (748,185 m) com vestiários, sanitários, refeitório, facilidades para os portadores de necessidades especiais e escritórios. As Salas Técnicas estão no edifício contíguo, no nível 761,785 m, e inclui transformadores, grupo gerador diesel de emergência, salas de média e baixa tensão, sala de equipamentos eletrônicos, sala de baterias, sala de ar-condicionado, sala de ventilação e duas escadas de acesso dispostas na extremidade. É válido salientar a inovação desta alternativa ao ter incorporado um extenso programa de sistemas metroviários em um tão limitado espaço de implantação e com severas restrições de construção em altura nesta região.

O Acesso 1 – Acesso Bahia (nível 781,465 m e profundidade média de 31 m), situado no lote entre as ruas Ceará e Sergipe, conta com um elevador, uma escada fixa e duas escadas rolantes e no nível 754,745 m existirá um túnel ligando este acesso ao poço principal da estação, onde um novo conjunto de escadas e elevador levará até o hall de bilheterias.

Acesso 3 - Acesso FAAP (nível 760,025 m e profundidade média de 18 m) será construído em área que pertenceu à universidade, na esquina entre as ruas Itatiara e Armando Álvares Penteadó, contará com um elevador, duas escadas fixas e quatro escadas rolantes. Na Figura 10 é possível ver o Acesso FAAP à esquerda e Acesso Pacaembu à direita:



Figura 10 - Acesso FAAP (rua Itatiara)

4 ESCAVAÇÃO DOS POÇOS

A Estação FAAP-Pacaembu apresenta uma área de implantação verdadeiramente única na cidade de São Paulo ao estar em uma zona intensamente heterogênea com a existência simultânea de 5 tipologias geológicas.

Desta forma, foi necessário realizar uma extensa avaliação geotécnica, estrutural e de risco de modo a definir qual combinação de metodologias seria a mais adequada para cada poço.

De forma simplificada:

Poço Principal – Pré revestimento com parede plástica de *Coulis*, realizada com hidrofresa, até o contato com o Gnaisse. O poço foi posicionado estrategicamente para ser o elemento que abarcaria a totalidade da transição geológica melhorando significativamente o comportamento do túnel de corpo da Estação. Foi estipulada como condição a não utilização de rebaixamento do lençol freático, evitando adensamento dos depósitos aluvionares superficiais.

Poço do Acesso Bahia: - Pré revestimento com parede plástica de *Coulis* realizada com equipamento convencional. Poço de formato elíptico para acomodar o programa arquitetônico da forma mais ótima possível para a escavação e ocupação

mínima da superfície. Prevista utilização de ponteiros filtrantes a vácuo como sistema de rebaixamento pontual.

Poço de Acesso FAAP – Pré revestimento realizado com estacas secantes e uma geometria composta entre elipse na superfície e circular a partir de determinada profundidade.

A seguir, estão apresentadas as soluções técnicas adotadas para a escavação do poço Principal (que abriga o acesso Pacaembu) e do poço do acesso Bahia, que já se encontram escavados atualmente.

4.1 *Poço Principal (acesso Pacaembu)*

Para a escavação do poço FAAP (poço principal), foi empregada a solução de pré-revestimento com uma parede plástica de *Coulis*, de fck 4 MPa, em todo o contorno do poço, embutidas em Gnaisse do complexo Embu.

Essa parede foi executada em lamelas de 80 cm de espessura, 44 m de profundidade mínima e 2,80 m de largura, sendo 2,45 m descontando-se a sobreposição, necessária para garantir a estanqueidade da parede. Foram executadas alternadamente, com uma defasagem de 24 h entre as lamelas pares e as lamelas ímpares contíguas.

As lamelas foram executadas através de Hidrofresa de modo a ser garantida a estanqueidade, verticalidade e capacidade de engastamento na rocha.

Essa solução diminui a probabilidade de ocorrência de degradação do maciço durante o passo de avanço, contendo o fluxo d'água durante a escavação nas camadas de materiais com maior potencial de instabilidade, já que o poço está inserido em uma espessa camada de solo mole na superfície, sobreposta a camadas alternadas de areias e argilas da Formação São Paulo. Isso é importante pois foi mandatário que o rebaixamento do lençol freático no entorno do poço não ocorresse, uma vez que tal medida ocasionaria o adensamento da camada aluvionar argilosa superficial, que aumentaria os riscos de danos às edificações lindeiras.

Além disso, a parede plástica atua como elemento estrutural colaborante, aliviando as solicitações no revestimento primário do poço.

No dimensionamento do revestimento primário, foi realizada uma análise bidimensional axissimétrica da escavação, através do método das diferenças finitas, adotando-se o modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb para representação do subsolo. Esta primeira análise tem como objetivo estimar as deformações no entorno do poço, levando em consideração tanto as características do maciço quanto o sistema de suporte. Dessa forma, permite também que seja avaliada a estabilidade do maciço nas diversas etapas da escavação.

Nesta fase, a partir das análises axissimétricas, foi obtido o diagrama de empuxos do solo no revestimento primário do poço. Esse diagrama já incorpora uma redução, uma vez que leva em conta a contribuição estrutural da parede plástica.

As tensões horizontais obtidas nessa análise, geostáticas e hidrostáticas, servem como dado de entrada no dimensionamento estrutural do revestimento primário através da uma carga imposta na análise numérica tridimensional, na qual o revestimento primário do poço é modelado como um elemento de casca e o maciço de solo é discretizado por molas de Winkler, trabalhando apenas à compressão. Os coeficientes de mola foram calculados conforme formulação proposta por Cortizo (2015), que considera uma parcela elástica e uma parcela empírica. Além de se obter os esforços solicitantes no revestimento primário, a análise permite estimar os deslocamentos esperados.

Como resultado, o revestimento primário em concreto projetado com telas metálicas resultou em espessuras variáveis entre 30 cm e 80 cm e taxas de aço entre 11 kg/m³ e 26 kg/m³.

Diante da necessidade de antecipar o emboque do túnel de acesso (Bahia – Pacaembu) a partir do poço principal, antes da conclusão do revestimento secundário deste, tornou-se imprescindível reforçar a região do emboque no revestimento primário já existente. Para tanto, foi projetado e executado um quadro de reforço em aço e concreto projetado, composto por tela metálica e barras de aço horizontais, ancoradas ao revestimento original através de pinos de aço fixados com resina epoxídica. Esse reforço, que pode ser visualizado nas imagens a seguir, proporcionou um engrossamento de 15 cm do primário, garantindo a resistência e estabilidade da região do emboque durante as etapas construtivas subsequentes.

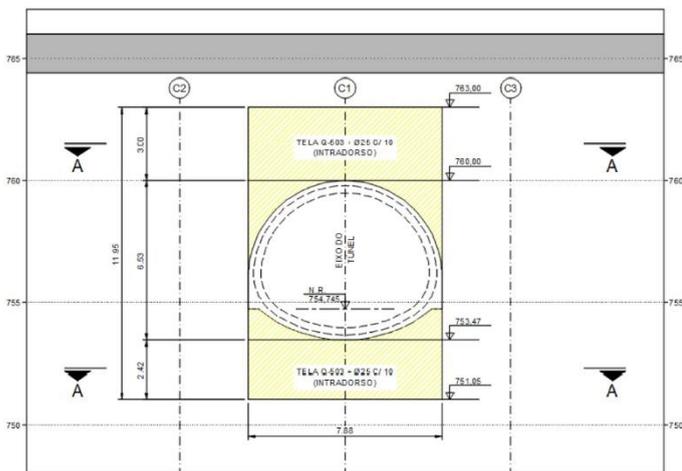


Figura 11 - Vista Frontal com detalhes da armadura horizontal.

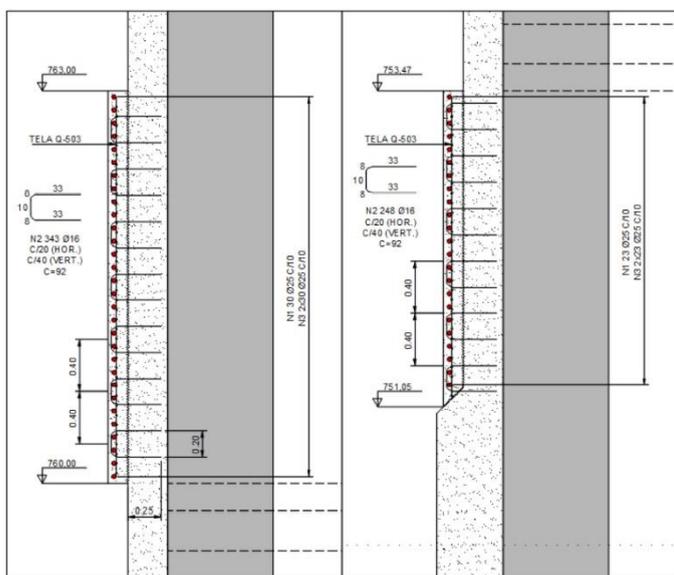


Figura 12 - Detalhe do reforço pós-fixado.

O reforço estrutural possibilitou o emboque e a escavação do túnel de ligação a partir do poço principal sem comprometer a estabilidade dele.

Em geral, a escavação do poço se deu em passos de 1,0 m e ocorreu ao longo de pouco mais de 4 meses em 41 avanços. A parede plástica não apresentou desvios significativos que tenham comprometido a estanqueidade do poço e contribuiu para o bom andamento das escavações.

A imagem a seguir apresenta a vista desenvolvida da geologia do poço mapeada no decorrer da escavação, na qual é possível verificar locais com mais de 10 metros de camada aluvionar, sobreposta a sedimentos terciários predominantemente arenosos com até 15 metros de espessura.

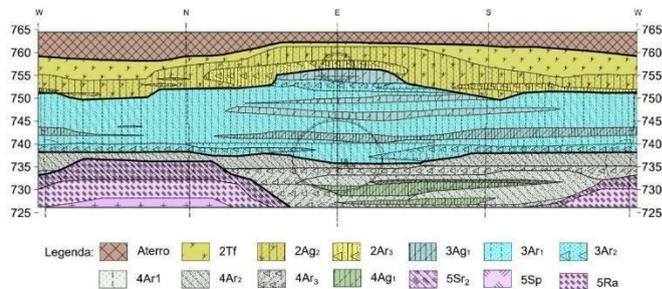


Figura 13 - Vista desenvolvida da geologia mapeada no poço principal (acesso Pacaembu).

É possível concluir que a solução de engenharia foi adequada, tendo em vista que mesmo com as desafiantes condições locais fruto da elevadíssima heterogeneidade, não houve registros de instabilidade, deformação excessiva ou danos em edificações lindeiras.

4.2 Poço do Acesso Bahia

Em geral, o conceito de escavação adotado para a escavação do poço do acesso Bahia foi similar ao adotado para o poço principal, com exceção da preconização de um sistema de rebaixamento contingente a ser realizado através de ponteiros filtrantes a vácuo em caso de necessidade.

No entanto, do ponto de vista geométrico, os dois poços apresentam divergências significativas. O poço do acesso Bahia possui formato elíptico, com eixo maior de 28,9 m e eixo menor de 22,8 m. Por conta da posição do poço no terreno desapropriado, o túnel de acesso que parte deste poço sentido poço principal emboca do poço do acesso Bahia descentralizado em relação aos eixos, chegando centralizado em um dos eixos do poço Principal. Esta peculiaridade impôs-se como um desafio para o detalhamento dos revestimentos primário e secundário, em função da posição assimétrica da abertura.

A imagem abaixo apresenta a geometria do poço com a indicação do túnel de acesso.

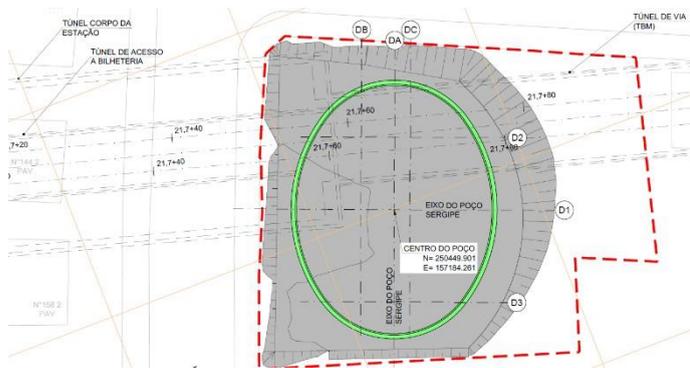


Figura 14 – Poço do acesso Bahia.

Outra distinção marcante entre os dois poços está em seus perfis geológicos e topográficos. O terreno do acesso Bahia encontra-se cerca de 20 metros acima do nível térreo do poço principal. Dessa forma, o local não se encontra em região de depósitos aluvionares e está fora da transição do complexo Embu. Assim, o poço foi escavado quase em sua totalidade em sedimentos terciários da formação São Paulo. Na Figura 3 previamente apresentada é possível notar este contraste.

Ainda assim, como no poço principal, o projeto contemplou a execução de uma parede plástica de *Coulis* com a finalidade de garantir a estabilidade local durante a escavação nos materiais potencialmente instáveis, pelo poço estar inserido em camadas de areias e argilas pouco adensadas da Formação São Paulo, com baixos valores de N_{spt} nos metros iniciais e presença de água considerável.

As lamelas foram executadas com 34 metros de comprimento, no mínimo, seguindo a mesma sequência executiva e a mesma geometria apresentadas no item 4.1.

Foram instalados também geodrenos curtos com a função de aliviar a pressão hidrostática nas imediações do contorno de escavação, minimizando risco de deslocamento de blocos, além de aliviar o carregamento hidrostático no revestimento do poço em concreto projetado.

No dimensionamento do revestimento primário, foi prevista a abertura do túnel de acesso antes da execução do revestimento secundário. No caso deste poço, o reforço para possibilitar esse faseamento construtivo foi executado concomitantemente à escavação, com uma armação reforçada no entorno da abertura (Figura 15).

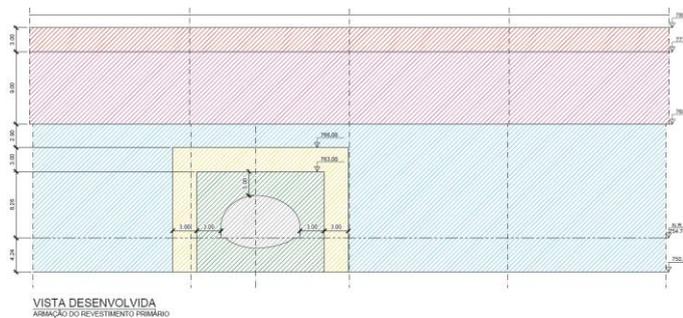


Figura 15 - Vista desenvolvida do poço do acesso Bahia.

LEGENDA

- TELA METÁLICA TIPO Q-503 (e=30cm) - (INTRADORSO E EXTRADORSO)
- TELA METÁLICA TIPO Q-636 (e=45cm) - (INTRADORSO E EXTRADORSO)
- TELA METÁLICA TRIPLA TIPO Q636 (e=45cm) - (INTRADORSO E EXTRADORSO)
- TELA METÁLICA TRIPLA TIPO Q636 (e=60cm) - (INTRADORSO E EXTRADORSO)
- TELA METÁLICA TIPO Q396 (e=60cm) - (INTRADORSO E EXTRADORSO)

Essa sequência permitiu a utilização dos mesmos materiais, mão de obra e equipamentos para a execução do quadro de reforço, proporcionando uma série de vantagens, como a redução do tempo de execução, a diminuição de custos e a melhoria da qualidade final da obra. A padronização dos processos e a otimização dos recursos evitam interrupções no cronograma e garantem a continuidade das atividades, resultando em uma estrutura mais homogênea.

Além da aceleração do cronograma, outra vantagem de se realizar o emboque do túnel a partir do revestimento primário do poço é a qualidade final da impermeabilização. A eliminação da necessidade de esperas para emendas, tanto das mantas de impermeabilização quanto da armação, otimiza a execução da obra e garante um acabamento adequado, especialmente no que diz respeito à estanqueidade e desempenho estrutural da interface entre o poço e o túnel.

Outros aspectos favoreceram a execução do túnel a partir do primário do poço, como a parede plástica supracitada, o fato de o teto do túnel na região do emboque estar em material argiloso, a execução de tratamentos de teto e de frente apropriados para a geometria e geologia da escavação, além da construção de vigas moldadas *in loco* acima e abaixo da abertura do túnel, apresentadas na Figura 16, que tiveram como função melhorar o desempenho estrutural do revestimento do poço no entorno da abertura.

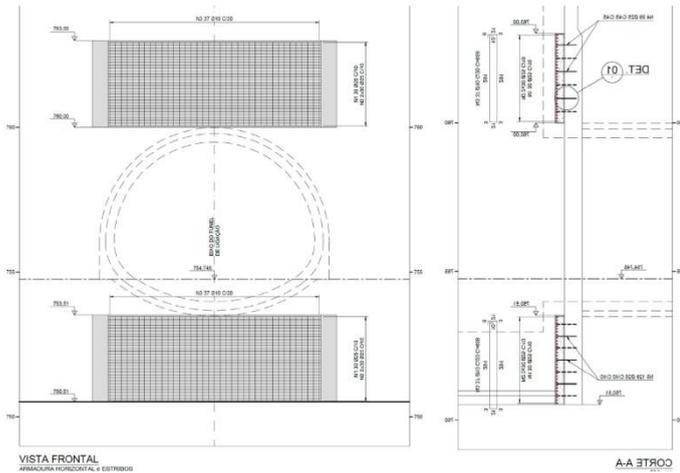


Figura 16 - Vigas de reforço acima e abaixo da abertura do túnel.

Pela excentricidade do traçado do túnel em relação ao poço, para que o emboque se desse de uma forma adequada e segura, os primeiros metros da escavação foram parcialmente em túnel falso, e a abertura do revestimento primário do poço se deu de forma faseada (Figura 17).

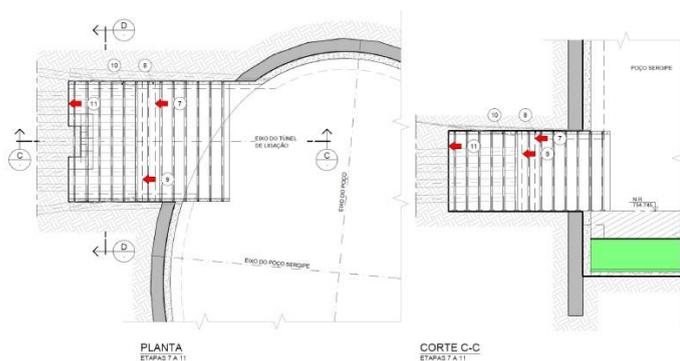


Figura 17 - Sequência construtiva para emboque do túnel contemplando a execução de um túnel falso.

A escavação do poço ocorreu ao longo de 4 meses em 29 avanços de 1,0 m a 1,2 m. Em função da forte presença de água e da falha pontual da secância da parede plástica, foram instaladas durante a escavação 3 linhas de ponteiros filtrantes, nos avanços 22, 25 e 28 (cotas 757,70 m, 754,50 m e 751,50 m), que possibilitaram o término da escavação de forma segura e sem intercorrências.

A figura a seguir apresenta o mapeamento geológico realizado durante a escavação do poço do Acesso Bahia.

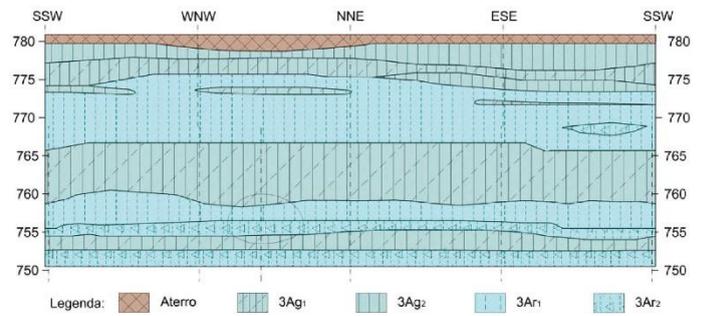


Figura 18 - Vista desenvolvida da geologia mapeada no poço do Acesso Bahia.

A execução das medidas apresentadas, com destaque para a solução de pré-revestimento e dos mecanismos de drenagem, em conjunto com o acompanhamento técnico constante da escavação e dos dados de instrumentação por uma equipe experiente (peças-chaves para o bom desempenho do método observacional) possibilitaram a escavação dos dois poços de grandes dimensões de forma segura e eficiente. Em conjunto com os quadros de reforço executados, essas medidas permitiram também a escavação do túnel entre o poço do Acesso Bahia e o poço principal (FAAP - Acesso Pacaembu) a partir das duas frentes, proporcionando um menor tempo de escavação e auxiliando no cumprimento do cronograma e dos marcos contratuais da estação.

5 CONCLUSÕES

A execução de obras subterrâneas em áreas urbanas densamente construídas envolve riscos significativos, como a possibilidade de afetar as estruturas vizinhas, comprometer a segurança do entorno e causar transtornos à comunidade. Esses riscos podem se agravar pelas variações e incertezas geológicas, aumentando a complexidade desses projetos e exigindo soluções de engenharia altamente sofisticadas.

A Estação FAAP-Pacaembu exigiu soluções de engenharia complexas para se adequar a seu entorno da melhor forma possível e viabilizar a execução de seus poços e túneis em segurança.

O presente estudo de caso sobre a atual construção da Estação FAAP-Pacaembu permitiu identificar os principais desafios e oportunidades que deram origem a uma mudança importante e necessária do *layout* da estação com o propósito de melhorar a resposta aos desafios geotécnicos, reduzir os

impactos potenciais, mantendo integralmente o atendimento à demanda de usuários e as condições operacionais e de evacuação da estação.

O Poço Principal (Acesso Pacaembu) e Poço do Acesso Bahia já tiveram suas escavações finalizadas, enquanto o poço Acesso FAAP, por sua vez, ainda está em fase de projeto, e, portanto, as soluções adotadas não foram aprofundadas neste artigo.

A sequência construtiva foi cuidadosamente planejada, iniciando-se pela execução das paredes plásticas, seguida da escavação dos poços, do túnel de acesso e, por fim, do corpo da estação ainda em execução. Essa ordem de execução visou garantir a segurança estrutural e a eficiência da obra, minimizando os riscos geotécnicos.

Para viabilizar a escavação do Poço Principal e Poço do Acesso Bahia, foram realizadas campanhas geotécnicas complementares, que definiram diversos tratamentos geotécnicos para garantir a estabilidade do maciço, como a utilização de pré-revestimentos com parede plástica de *Coulis* ao longo do perímetro dos poços. No poço Principal, foram executadas com Hidrofresa, a fim de garantir a verticalidade e engastamento no topo rochoso. Já no poço do acesso Bahia, a execução se deu com *Clamshell* tradicional. Foram adotados quadros de reforço nos emboques do túnel de acesso para garantir a estabilidade dos poços quando do início da escavação do túnel, já que o revestimento secundário dos poços não estava executado nesta fase.

As soluções técnicas implementadas, como o pré-revestimento e os mecanismos de drenagem, associadas ao monitoramento constante e à expertise da equipe, foram fundamentais para o sucesso da escavação dos poços e do túnel. Essa abordagem permitiu garantir a segurança da obra e o cumprimento do cronograma, mesmo diante da complexidade do projeto.

Os resultados obtidos demonstram a importância de uma abordagem sistêmica que envolve um estudo analítico multidisciplinar englobando fatores urbanísticos, geotécnicos, estruturais e construtivos para viabilizar uma obra tão complexa como é a construção de uma Estação subterrânea de metrô. As lições aprendidas neste estudo podem servir de orientação como metodologias aplicadas em projetos futuros de construção de estações subterrâneas metroviárias.

Agradecimentos:

Se agradece a contribuição da CJC Engenharia e Projetos enquanto projetista da obra civil e a contribuição da Fernandes Arquitetura enquanto projetista de arquitetura da Estação FAAP-Pacaembu.

6 REFERÊNCIAS

Cortizo, P, T. 2015. *Análise de poços de grande diâmetro executados pelo método de escavação sequencial na vertical*. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Gurgueira, M.D. 2013. *Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo*. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 76p.

Monteiro, M.D.; Gurgueira, M.D.; Rocha, H.C. 2012. *Geologia da Região Metropolitana de São Paulo*. In: Twin Cities – Solos das cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo, p. 15-44.

Desafios na Execução de Túneis Convencionais em Face Mista

Thiago de Sá Lima¹ Bruno Scodeler² Eloi Palma Filho³

(1. Construtora Aterpa, Florianópolis-SC, Brasil ; 2. Maffei Engenharia, São Paulo-SP, Brasil ; 3. DNIT, Brasília-DF, Brasil)

E-mail: thiagora22@hotmail.com

Resumo: A construção de túneis pelo método sequencial (NATM, SEM, SCL) tem como um de seus princípios fundamentais a contribuição do maciço que envolve a seção escavada, por meio da redistribuição de tensões na região escavada (efeito arco), o que, somado ao tratamento aplicado na área de trabalho, mantém os deslocamentos em equilíbrio, viabilizando a construção subterrânea. Prever o comportamento de túneis escavados em maciços heterogêneos é particularmente desafiador, pois a heterogeneidade dos materiais pode ocorrer em um número incalculável de direções, formatos, posições na seção, dimensões e tipos de formação. Seções escavadas nessa região, geralmente chamadas de Seções Mistas, recebem um tratamento robusto, mais próximo dos tratamentos adotados para seções em solo, que, teoricamente, seria o pior cenário. Para o contratante do projeto, as incertezas em relação ao prazo e custo da obra aumentam, pois, mesmo com campanhas de sondagem robustas, persiste a possibilidade de variação significativa nessas seções em relação à compartimentação teórica do projeto. Essa variação tem um impacto muito grande nos custos e prazos do projeto, bem como na obtenção de seguros para a construção. Tomando como base os túneis executados no contorno viário de Florianópolis, as seções de transição entre as regiões de solo nas entradas dos túneis e a região de rocha no interior da montanha mostram uma grande proporção de túneis escavados em ambientes heterogêneos, as chamadas classes mistas, com as mais diversas características possíveis. Dos 6.700 m escavados, cerca de 1.100 m (14%) ocorreram em regiões de maciços de classes mistas. Este artigo tem como objetivo relatar as dificuldades na concepção, projeto e execução de túneis escavados em classes mistas, bem como a visão dos contratantes para obras dessa natureza, considerando a execução dos 4 (quatro) túneis, realizada entre jan/21 e out/23.

Palavras-chave: Tunelamento; NATM; SCL; Face Mista; Projeto de Túnel; Contorno Viário.

1 Introdução

O Contorno Viário de Florianópolis é um novo trecho rodoviário que foi implementado em conformidade com as obrigações estabelecidas no contrato de concessão rodoviária assinado pela Autopista Litoral Sul. Seu principal objetivo é desviar o tráfego de longa distância da região metropolitana da Grande Florianópolis, no sul do Brasil, América do Sul.

O trajeto atravessa os municípios de Governador Celso Ramos, Biguaçu, São José e Palhoça. O projeto apresentado refere-se a parte do Trecho Sul, especificamente entre o Km 220+396 e o Km 228+310, que prevê a construção de 4 túneis duplos. (ANTT, 2018).



Figura 1 Contorno Viário de Florianópolis. ANTT, 2018.

Os túneis estão situados ao longo do contorno viário, conforme mostrado na Figura 2.



Figura 2 Túneis ao longo do contorno viário de Florianópolis. Miyazato, 2023.

2 Seção Mista - Definição

A escavação de túneis utilizando o método sequencial (NATM, SEM, SCL) tem como princípio aproveitar o comportamento natural de maciços homogêneos na redistribuição de tensões quando escavados, buscando o equilíbrio com o menor deslocamento possível.

De modo geral, as seções mistas estão presentes na faixa de transição entre maciços homogêneos, que naturalmente formam uma região heterogênea. Considerando o traçado do túnel, a formação encontrada na seção escavada e seus arredores apresentará uma gama incalculável de composições, tornando impossível caracterizar cada uma delas no projeto, bem como prever metodologias de construção e tratamentos personalizados para cada situação, causando dificuldades desde a concepção do projeto até sua execução.

Por sua natureza, as definições de seções mistas trazem imprecisões, com impactos no projeto, na viabilidade econômica e na execução. Um exemplo de seção mista idealizada é mostrado na Figura 3.

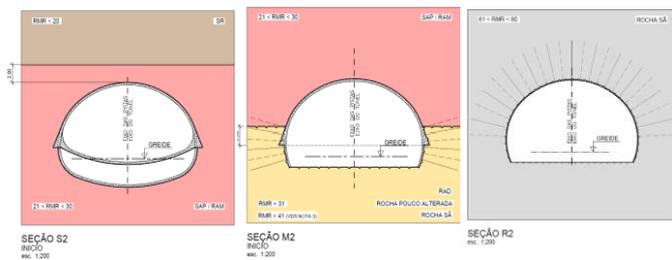


Figura 3 - Seção mista, ao centro, uma situação intermediária entre solo (à esquerda) e rocha (à direita). Fonte: Autores.

E essas seções mistas, encontradas à medida que a escavação avança, também levantam preocupações sobre a estabilidade da frente de escavação. Conforme destacado por Lunardi (2008), a estabilidade da face desempenha um papel fundamental na manutenção das deformações do túnel em níveis aceitáveis, bem como na estabilidade de curto e longo prazo da escavação. É na zona da face (ou transição) que o

projetista deve intervir para regular e controlar a resposta às deformações.

Além disso, condições de face mista, se não caracterizadas adequadamente com antecedência, podem levar a impasses contratuais (Attewell, 1995, p. 32), sobrepondo-se a questões inerentes ao projeto ou à técnica de execução.

As situações de face mista, como destacado por Rodriguez Ortiz (2006, p. 121), com base em uma série de ocorrências em obras de túneis rodoviários na Espanha, trazem consigo uma provável incidência de sobre escavações indesejadas, que exemplificam tanto um problema técnico quanto econômico.

2.1 Dificuldades

Após definir o melhor traçado para um túnel, seja ele para adução, rodovia, ferrovia ou qualquer outro propósito, o próximo passo é estimar uma compartimentação geológica teórica ao longo da futura construção.

Essa compartimentação será a base para um projeto que deve ser criado em busca de viabilidade econômica e executiva. Como o objetivo é a segurança, além da precisão na demanda por recursos de construção e financeiros para o projeto, dependendo da extensão dos trechos de seção mista, essa busca torna-se quase um exercício de futurologia. Mesmo que as investigações sejam de boa qualidade, o comportamento do conjunto massa/estrutura em regiões de classe mista é difícil de prever com precisão. O risco de acidentes geológicos e/ou custos devido a variações imprevistas torna-se um ponto de atenção no projeto, frequentemente levando a alterações no traçado ou à inviabilidade da construção.

2.1.1 Do ponto de vista do projetista de túneis

A construção de túneis em seções mistas envolve riscos adicionais em comparação com túneis inteiramente em solo ou rocha.

Em um túnel misto com solo no teto e/ou em uma parte considerável da seção de escavação, são necessárias as principais precauções relacionadas a um túnel construído inteiramente em solo, como avanço controlado e a necessidade de tratamentos para estabilidade do teto e/ou da frente.

No entanto, há uma etapa adicional no ciclo de escavação de um túnel de face mista, semelhante a um túnel em rocha, que é a etapa de detonação com explosivos. A execução da detonação em túneis mistos, além de afetar a produtividade ao adicionar uma etapa ao ciclo (em comparação com túneis em solo), traz um novo risco: maior dificuldade no controle da distância de avanço.

Se a detonação gera um avanço maior do que o esperado, as ações (e esforços) nos sistemas de suporte temporário serão maiores (e, conseqüentemente, os riscos também). Por outro lado,

†se a operação de detonação não remove material suficiente para instalar os arcos metálicos (cambotas) no espaçamento de projeto, geralmente decide-se instalá-las em um espaçamento menor (em favor da segurança), o que impacta a produtividade.

Para o projeto de uma seção mista, uma condição mais desfavorável geralmente é aceita em termos de esforços no revestimento, em que há predominância de solo em grande parte da seção, com o topo rochoso na parte inferior da seção (Figura 4a).

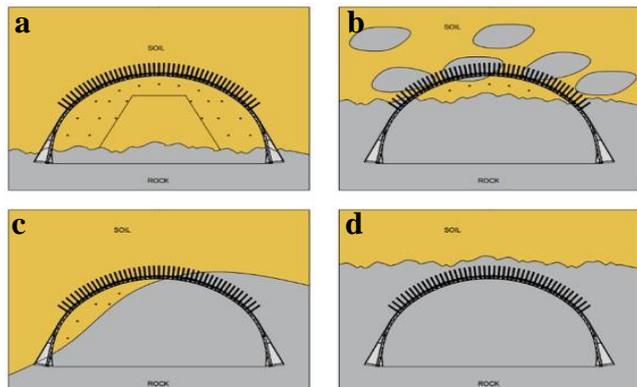


Figura 4 - Seção mista, condição idealizada e outras possibilidades.
Fonte: Autores.

A seção idealizada para o projeto, entretanto, tem uma ocorrência limitada em termos de extensão. Na prática, até que haja total certeza sobre as condições de cobertura rochosa de um túnel, suficiente para que avanços maiores sejam realizados e tirantes sejam utilizados (solução usual para túneis em rocha), utiliza-se a seção mista, que se assemelha muito mais a um túnel em solo do que a um túnel em rocha.

Dessa forma, a seção mista pode ser aplicada nas mais diversas condições de interface entre solo e rocha, algumas das quais estão representadas nas Figuras 4b, 4c e 4d.

Certas condições, apesar de não serem as mais desfavoráveis do ponto de vista de dimensionamento do suporte e/ou revestimento, são extremamente desafiadoras em termos de execução, como as ilustradas em 4b, 4c e 4d.

Cenários contendo zonas de transição no teto (4b), em que o comportamento se assemelha mais ao comportamento de solo, mas contendo blocos de rocha pouco alterados (matacões), apresentam dificuldades tanto na execução dos tratamentos (como pré-suporte e pregagem) quanto no desmonte controlado da parte rochosa, conforme ilustrado na Figura 5.

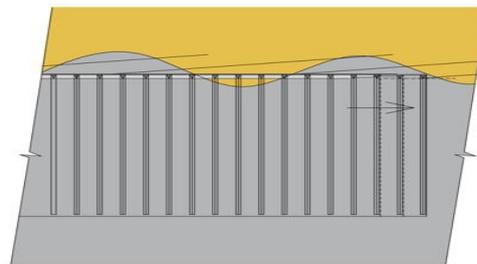


Figura 5 - Pré-suporte com tubos (enfilagens) e pregagem em seção mista com variação longitudinal da rocha. Fonte: Autores.

Mesmo uma frente de escavação completamente em rocha pode não ser favorável em termos de execução, como, por exemplo, no caso de uma cobertura rochosa pequena ou que apresenta grande variação longitudinal, onde o tratamento intercepta alternadamente solo e rocha ao longo das perfurações. Nessas condições, o túnel está constantemente suscetível a interceptar solo na frente de escavação. É comum que acidentes ocorram quando há redução e/ou remoção antecipada de tratamentos (enfilagens) devido à presença de rocha na face escavada.

Diante da incerteza e dos riscos envolvendo escavações nessas condições, o projetista geralmente opta por soluções conservadoras, mantendo o tratamento do teto (ainda que em menores quantidades) e o suporte mais próximo de um túnel em solo, com uso de cambotas e avanços curtos (~1m). Esses dois cenários em particular, quando ocorrem em grandes extensões, tendem a ter um impacto negativo significativo no progresso da construção.

2.1.2 Do ponto de vista do financiador do projeto

Construções subterrâneas como túneis são consideradas caras e geralmente adotadas como última solução entre as possibilidades de engenharia. Parte desse cenário se deve à dificuldade em prever os custos reais de um túnel que pode apresentar variações significativas nas condições geológicas.

Embora uma boa campanha de investigação seja importante e necessária, dependendo das peculiaridades do maciço, permanecem muitas incertezas relacionadas à proporção entre extensões de túneis em solo, rocha e classe mista para a fase de construção, o que inevitavelmente aumenta os riscos econômicos e de prazo.

Portanto, a viabilidade de um túnel muitas vezes depende da extensão do túnel que exigirá soluções de face mista. A contingência econômica necessária para cobrir uma variação significativa de classe mista pode ser extremamente alta em comparação com o custo do projeto.

O financiador do projeto tem o desafio de formatar o melhor modelo contratual para esse tipo de projeto, de modo que seja financeiramente seguro e atrativo para

os construtores. A principal questão nesse aspecto é garantir segurança aos construtores, de forma que variações imprevistas no projeto não tenham impacto financeiro no contrato. Mesmo em casos em que se espera uma incerteza geológica, ter um bom projeto e um construtor qualificado reduz as chances de variações de custo ao enfrentar essas incertezas.

2.1.3 Do ponto de vista do construtor

Ao contratar a execução de um projeto, o contratante especializado em escavações subterrâneas mobilizará a melhor composição de recursos (equipamentos e mão de obra), considerando o cronograma aprovado, baseado em processos construtivos e com custos apropriados.

Para escavações e suportes em regiões geralmente caracterizadas pela presença homogênea de solo, os recursos serão dimensionados com foco em pré-suportes, como enfilagens, cambotas, CCPh, pré-injeções, pregagem da face, drenos sub-horizontais, entre outros. O progresso da escavação é realizado convencionalmente com escarificadores, rompedores mecanizados e manuais, bem como escavadeiras convencionais.

Quando se trata de escavações em maciços rochosos, os recursos são diferentes, focando em um ciclo ajustado de perfuração em rocha, uso de explosivos, limpeza do material detonado e suportes definidos no projeto.

Considerando as características gerais da escavação em solo ou rocha, alguns recursos coincidem, mas com ajustes significativos em suas quantidades e funcionalidades.

Na execução de túneis em seções mistas, tende-se a utilizar recursos de pré-suporte tanto para escavações em solo quanto para suporte em rocha. A produtividade, em geral, é menor que a de escavações em solo competente, mas com uma demanda por uma linha variada de recursos com alto grau de improdutividade.

Na transição de um túnel completamente escavado em solo para uma classificação em rocha, dependendo dos tipos e níveis de intemperismo sofridos, há uma variedade incalculável de composições solo/rocha enfrentadas.

As fotos mostradas na Figura 6 são da evolução de um maciço ao longo de uma semana de progresso no Túnel 1 do contorno viário de Florianópolis, o túnel com maior presença de seções mistas no projeto. Essa evolução exemplifica como o portfólio de recursos e expertise deve ser vasto para manter a produtividade e a segurança do projeto. As quatro seções ilustradas nas fotos foram mapeadas como seções mistas, porém sob condições muito distintas.



Figura 6 - Faces mistas com diferentes aspectos, no mesmo túnel e na mesma semana. Fonte: Autores.

Na **Figura 7**, outro conjunto de fotos, no mesmo túnel.



Figura 7 - Diferentes locais onde o suporte de face mista foi aplicado no mesmo túnel. Fonte: Autores.

A presença de rocha nas porções inferior, superior ou lateral da seção traz muitas diferenças na sequência de construção e nos riscos para os trabalhadores. Além disso, as ferramentas são geralmente dimensionadas para obter o melhor desempenho em rocha ou solo; ferramentas híbridas tendem a gerar custos mais elevados e menor produtividade.

Por serem regiões de contato entre materiais, é comum haver uma maior presença de água, o que aumenta a dificuldade para o executor. Maciços com presença de água, quando expostos durante a escavação, tendem a ser carregados por infiltrações e a apresentar um tempo de suporte reduzido para o material escavado. Isso reforça a necessidade de um plano de contingência consistente.

Como essas são regiões com maior risco de acidentes geológicos, as equipes técnicas que definem qual seção do projeto será utilizada tendem a ser mais conservadoras, o que naturalmente aumenta a extensão da seção considerada como mista.

A Figura 8 demonstra, com base nos relatórios de perfuração, a proporção de solo/rocha na região de escavação de classe mista no Túnel 1 do contorno viário de Florianópolis. Para uma execução segura, é fundamental a presença de uma equipe multidisciplinar e suporte técnico capazes de identificar as melhores sequências construtivas, utilizando os melhores equipamentos e recursos de ferramentas.

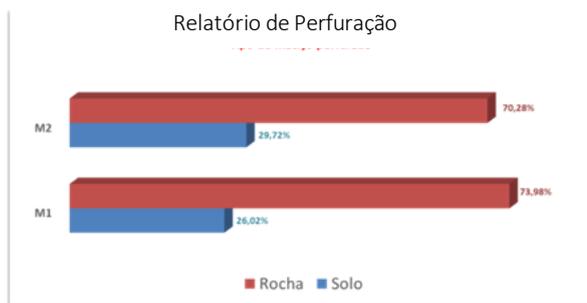


Figura 8 - Relatórios de perfuração, Túnel 1 do Contorno Viário de Florianópolis. Fonte: Autores.

2.1.4 Dados do Contorno Viário de Florianópolis

O Contorno Viário de Florianópolis foi construído no maciço de granito. Dos 4 (quatro) túneis construídos, dois deles apresentaram uma transição solo-rocha muito curta, contribuindo para a precisão dos custos e prazos esperados. Por outro lado, os túneis 1 e 2, situados no maciço da região da Pedra Branca, apresentaram extensas porções de classe mista.

A consequência da maior presença de classes mistas foram variações nos custos e prazos, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 Dados dos Túneis (extensões)

	Solo	Mista	Rocha
Previsto	515.23	1,438.08	5,130.71
Realizado	917.02	1,045.20	5,121.79
Diferença	+ 401.79	- 392.88	- 8.92

3 Conclusões

A execução de túneis convencionais em zonas de face mista exige um alto nível de atenção, devido à sua sensibilidade técnica e econômica. Os projetos devem dar atenção especial a esses setores, a fim de prever, da melhor forma possível, a condição que será encontrada em campo, em termos de comportamento e extensão. O construtor, por sua vez, deve prever contramedidas para a fase executiva, caso a extensão e o comportamento da zona de face mista sejam piores do que a previsão inicial.

Nas obras do Contorno Viário de Florianópolis, verificou-se que as zonas de face mista apresentaram extensões menores durante a construção do que as previstas no projeto.

4 Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao proprietário da obra, Concessionária Arteris, à construtora, Consórcio Aterpa-J. Dantas, e às empresas de projeto, Maffei Engenharia e CJC Engenharia.

Siglas

NATM (New Austrian Tunneling Method) – Método Novo Austríaco de Escavação de Túneis.

SEM (Sequential Excavation Method) – Método de Escavação Sequencial.

SCL (Sprayed Concrete Lining) – Revestimento com Concreto Projetado.

REFERENCIAS

ANTT. 2018. Projeto Executivo do Contorno Rodoviário de Florianópolis-SC. Brasília, DF.

Attewell, P. B. 1995. Tunnelling Contracts and Site Investigation. CRC Press.

Lunardi, P. 2008. Design and Construction of Tunnels: Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS). Springer.

Miyazato, C. K. 2023. Incorporação das obras dos túneis no contrato de concessão. Apresentação feita no Simpósio de Túneis Rodoviários. Florianópolis-SC.

Rodríguez Ortiz, J. M. 2006. Geomechanical problems in recent Spanish tunnels. In Geotechnical Risks in Rock Tunnels – Campos e Matos, Ribeiro e Sousa, Kleberger & Lopes Pinto (eds). Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 40005 8.

Estudo comparativo entre LDPs partir de diferentes metodologias

M. Dias Delgado Lopes, M. do Carmo Reis Cavalcanti & W. Nahas Ribeiro
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil

RESUMO: A construção de túneis profundos em maciços rochosos perturba o estado de tensões previamente existente durante sua execução, provocando deslocamentos radiais convergentes no contorno da seção escavada ao longo de toda extensão. Para a determinação da variação das deformações com a evolução da frente de escavação são utilizados métodos empíricos, baseados em ajustes de curvas a dados de obras executadas e análises axissimétricas para um estado de tensões virgens litostático. Este trabalho tem como objetivo comparar os resultados obtidos por alguns destes métodos empíricos correntes, para definição do Perfil Longitudinal de Deslocamentos, com os de uma modelagem numérica, respeitando o caráter tridimensional da escavação, utilizando software 3D de elementos finitos. São apresentadas análises para um túnel de seção circular com 10m de diâmetro a uma profundidade de 100m, variando a classificação do maciço rochoso escavado entre classe II, III e IV, sendo considerado, também, tanto comportamento elástico como elástico-perfeitamente plástico na obtenção do LDP pelas diferentes abordagens.

1 INTRODUÇÃO

O processo de escavação de um túnel gera a alteração no estado de tensões previamente existente no maciço, resultando em deformações no entorno da seção escavada. Entretanto, a perturbação do estado de tensões não se restringe à frente de escavação, alcançando o maciço ainda não escavado adiante desta devido ao fenômeno de arqueamento das tensões. Desta forma, analisando-se uma determinada seção de um túnel, os deslocamentos do seu entorno se desenvolvem tanto antes como após a passagem da frente de escavação por esta seção.

Tendo em vista que parte das deformações ocorrem antes mesmo da escavação alcançar uma dada seção, é necessário prever de forma adequada o perfil de deslocamentos longitudinais na etapa de projeto, pois este impactará nas premissas iniciais do momento de instalação do suporte. Incorreção na estimativa dos deslocamentos pode levar tanto a riscos executivos quanto a dimensionamentos por demais conservativos implicando em aumento nos custos e prazos da obra.

Este trabalho tem como objetivo o estudo comparativo da definição do Perfil Longitudinal de

Deslocamentos (LDP) a partir dos resultados obtidos pela aplicação de soluções analíticas e por análises numéricas tridimensionais.

Será avaliada a representatividade dos deslocamentos radiais convergentes da seção de um túnel profundo a partir da variação de diferentes parâmetros, visto que as soluções fechadas se baseiam em análises bidimensionais em estado plano de deformações para estimar o comportamento tridimensional da escavação de um túnel, enquanto a modelagem numérica 3D permite simular o estado de tensões em três dimensões.

2 CARACTERIZAÇÃO DO MODELO

2.1 Metodologia

Para o estudo comparativo das diferentes metodologias de obtenção da LDP, foram considerados maciços rochosos homogêneos e isotrópicos hipotéticos, com classificações geomecânicas RMR II, RMR III e RMR IV. Serão também contemplados modelos constitutivos linear elástico e elástico perfeitamente plástico com envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, para representar o comportamento do meio quando da

alteração do estado de tensões imposto pela escavação de um túnel. Desta forma, diferentes valores de módulo de elasticidade (E), ângulo de atrito (ϕ), coesão (c) e ângulo de dilatação (ψ) serão adotados, mantendo-se constante apenas o coeficiente de Poisson (ν).

Tendo em vista que em algumas situações o estado de tensões virgens no meio pode não ser litostático, também será adotada uma variação do coeficiente de empuxo do meio para os casos em que $K_0=1$, litostático, e $K_0=2$. Não foram feitas considerações a respeito da influência da água no meio, considerado como sem a presença de água.

O túnel a ser modelado possui 10 metros de diâmetro por 100 metros de comprimento, localizando-se a uma profundidade de 100 metros em relação ao seu eixo.

Foram escolhidas três diferentes metodologias de previsão do perfil de deslocamentos longitudinal para uma seção do túnel localizada no centro do modelo, sendo estas: análise axissimétrica, análise tridimensional e equações analíticas. As duas primeiras propostas foram desenvolvidas utilizando softwares de elementos finitos da RocScience RS2 e RS3, respectivamente. As soluções analíticas variam conforme o modelo constitutivo considerado, sendo que para modelo linear elástico foram empregadas as soluções desenvolvidas por Panet (1995) e Unlu e Gercek (2003), enquanto para o meio elástico perfeitamente plástico, optou-se pelas equações de Vlachopoulos e Diederichs (2009) e Chern et al (1998). As LDPs de ambos os modelos constitutivos, para cada classe de maciço, foram definidas com base no deslocamento máximo das curvas de reação do maciço para comportamento elastoplástico Mohr-Coulomb (CRM) utilizadas no método da convergência e confinamento.

Análises quanto às tensões radiais e tangenciais também foram realizadas, comparando-se os resultados obtidos no topo, piso e laterais da seção do túnel, tanto para o modelo linear elástico, quanto para o modelo elástico perfeitamente plástico, sendo as tensões σ_{xx} e σ_{zz} dos modelos numéricos comparadas com as tensões propostas pelo método de Kirsch.

2.2 Modelagem Numérica Axissimétrica

Um túnel configura-se como uma estrutura de comportamento eminentemente tridimensional portanto para analisá-lo bidimensionalmente são necessárias simplificações. A modelagem axissimétrica permite avaliar os deslocamentos radiais à medida que a escavação avança ao longo do túnel, entretanto exige que o campo de tensões virgens seja litostático. Neste tipo de análise a escavação foi modelada apenas como geratriz do cilindro (túnel) cujo eixo corresponde ao eixo x . O modelo axissimétrico possui dimensões 100m x 100m, de

modo a contemplar toda área do meio afetada pelo processo de escavação do túnel.

No processo de modelagem, por se tratar de uma análise axissimétrica, o campo de tensões foi considerado constante e correspondente ao peso específico da rocha multiplicado pela profundidade do eixo do túnel, para $K_0=1$, enquanto para simulação de $K_0=2$, foi adotado um campo de tensões equivalente ao dobro deste, dado que em um modelo axissimétrico não permite anisotropia de tensões.

As condições de contorno aplicadas restringiram o deslocamento em x e y apenas em duas bordas do modelo, sendo estas ao longo do eixo do túnel e ao longo do eixo x , a partir do início da escavação, em que $y=0$. Nos demais contornos, foi permitido o deslocamento em apenas uma das direções.

As tensões virgens foram aplicadas como cargas de volume no meio em análise, enquanto as condições de contorno foram definidas de modo a não impor restrições ao restante do maciço que não foi modelado.

O meio foi discretizado em malha com 1.678 elementos triangulares e 3.539 nós, havendo maior refinamento junto à escavação do túnel ao longo de todo seu comprimento.

A Figura 1 apresenta o modelo axissimétrico utilizado nas análises numéricas, contendo sua geometria, condições de contorno e malha de elementos.

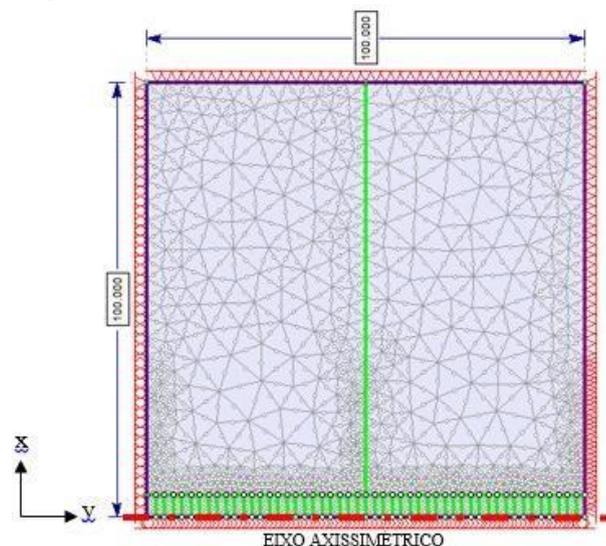


Figura 1. Modelo do túnel no software RS2 para a análise axissimétrica.

A escavação do túnel na análise axissimétrica foi simulada em 51 etapas, sendo a primeira o estado de tensões virgens no maciço e as demais etapas a simulação do processo de escavação em avanços de 2,0 metros.

2.3 Modelagem Numérica Tridimensional

A modelagem tridimensional permite uma representação fiel de todo o processo de escavação do túnel, não havendo necessidade de simplificações para adequação do modelo. Desta maneira, foi criado

um modelo de 200m x 100m x 200m, cujo eixo do túnel foi estabelecido na origem dos eixos cartesianos coincidente com o eixo y.

Neste modelo, foi considerado o real campo de tensões gravitacional, sendo possível aplicar a diferentes condições de K_0 nas análises. Devido ao efeito de concentração de tensões na única quina existente no contorno da seção circular junto à frente de escavação, foi necessária uma maior discretização do avanço da escavação próximo à seção de análise localizada na metade do comprimento modelado do túnel. Neste trecho foram simulados avanços de 1,0m entre os 6,0 metros antes e após a face de escavação atingir a seção analisada.

O modelo foi discretizado em malha do tipo tetraédrica com 1.792.308 elementos e 302.270 nós, não tendo sido adotada malha com elementos dodecaédricos pois esta demandaria um tempo muito maior de processamento da análise. A malha gerada pelo software apresenta maior refinamento no entorno da escavação, aumentando o tamanho dos elementos conforme o distanciamento do objeto de interesse.

Diferentemente do modelo 2D, foram atribuídas condições de contorno iguais em todos os bordos do maciço rochoso. Neste modelo, foram admitidas restrições nos três eixos cartesianos definidas de modo automático pelo software. Essa mudança decorre da maior proporção do maciço representado quando comparado ao modelo bidimensional, estando suas bordas distantes o suficiente em relação à escavação do túnel para que não haja influência do processo construtivo. Na Figura 2 pode-se verificar as condições de contorno aplicadas ao maciço, onde as indicações vermelhas representam a restrição no eixo x, as indicações em verde representam a restrição no eixo y e, por sua vez, as indicações em azul representam a restrição no eixo z, bem como a malha definida e a geometria adotada.

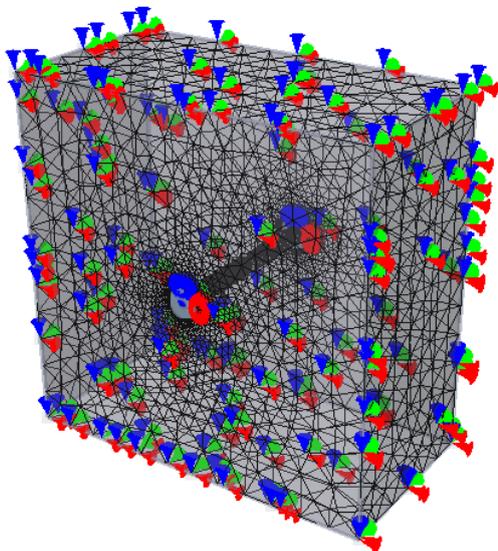


Figura 2. Modelo do túnel no software RS3 para a análise tridimensional.

2.4 Parâmetros adotados

A definição dos parâmetros do maciço rochoso é de extrema importância para refletir um bom estudo comparativo. Estabelecidas as classes da classificação geomecânica RMR a serem consideradas, foram definidos os valores associados conforme os valores intermediários de cada intervalo. Segundo Bieniawski (1989), é possível estimar a coesão e ângulo de atrito de uma rocha a partir do índice RMR. A Tabela 1 apresenta esses valores estabelecidos pelo autor, tendo sido adotados os valores médios dessas grandezas para as classes destacadas.

Tabela 1. Coeficiente RMR, coesão e ângulo de atrito a partir do índice RMR (adaptado Bieniawski, 1989).

Classes de Maciços Rochosos de Acordo com o índice RMR				
Classe	Descrição	RMR rating	Coesão (MPa)	Ângulo de Atrito
I	Muito boa	100-81	>0.4	>45°
II	Boa	80-61	0.3-0.4	35°-45°
III	Razoável	60-41	0.2-0.3	25°-35°
IV	Pobre	40-21	0.1-0.2	15°-25°
V	Muito Pobre	<20	<0.1	<15°

Ainda segundo Bieniawski (1989), o módulo de elasticidade do maciço pode ser obtido utilizando correlações com o índice RMR, a depender do valor associado adotado. Para os casos em que o RMR é menor ou igual ao índice 50, deve ser utilizada a equação definida por Serafim e Pereira (1983), enquanto para um índice RMR maior que 50, é indicado o uso da fórmula proposta por Bieniawski (1978).

A determinação do ângulo de dilatância para os casos em que é admitido o comportamento elástico perfeitamente plástico, segue a proposição de Alejano e Alonso (2005). Segundo os autores, o ângulo de dilatância varia de 0 para rochas pouco resistentes a $\frac{1}{4}$ do valor do ângulo de atrito para os casos de rochas de boa resistência. Desta forma, assumiu-se que para o maciço classe IV esta grandeza é 0, a rocha classe III possui ângulo de dilatância igual a $\frac{1}{8}$ do ângulo de atrito, enquanto o meio de classe II possuirá o valor equivalente a $\frac{1}{4}$ do ângulo de atrito.

No que se refere ao coeficiente de Poisson, admite-se que esse não irá variar, independente da classe ou comportamento do maciço rochoso, e por fim, foi considerado um valor de peso específico médio da rocha, sendo este igual a $\gamma=26,0 \text{ kN/m}^3$.

A Tabela 2 apresenta um resumo com todos os parâmetros adotados com base na classificação geomecânica para o maciço rochoso.

Tabela 2. Resumo dos parâmetros da rocha adotados.

Classe	RMR	Coesão (kPa)	Atrito (°)	E (GPa)	Ψ (°)	ν
IV	30	150	19,70	3,16	0,00	0,20
III	50	250	29,90	10,00	3,74	0,20
II	70	350	40,00	40,00	10,00	0,20

3 RESULTADOS

3.1 Extração de dados

Neste trabalho serão avaliados os resultados de tensão e de deformação para os diferentes cenários. De modo a padronizar o estudo, foi definida a seção de análise localizada no trecho central do modelo do túnel.

No modelo axissimétrico foi definido um ponto para obtenção dos dados localizado na metade do comprimento de escavação, representativo do contorno da cavidade na altura do eixo do túnel. Os dados extraídos foram σ_{xx} , σ_z e u_x referentes, respectivamente, a tensão radial, tensão tangencial e deslocamento em x que representa o deslocamento radial, totalizando 3 resultados por cenário analisado. A Figura 3 apresenta as regiões do modelo em que foram obtidos os resultados nas análises do RS2.

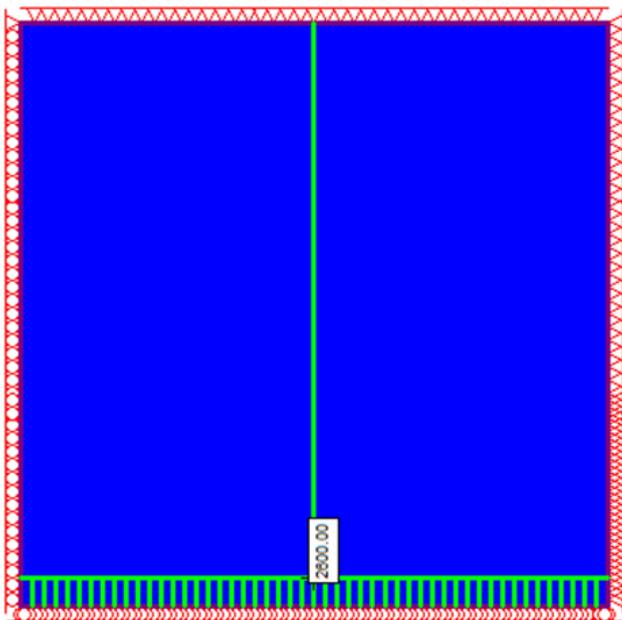


Figura 3. Interface do query point (ponto de informação) para extração de dados no modelo axissimétrico.

No modelo tridimensional foi definida uma *query line* (linha de informação), cujos vértices coincidem com pontos localizados nos ângulos de 0°, 90°, 180° e 270°. Os resultados extraídos do software foram σ_{xx} , σ_{zz} e u_t , representativos das tensões radial e tangencial e deslocamento radial. Nesse modelo, para os ângulos de 0° e 180° a tensão no eixo x é equivalente à tensão radial e a tensão no eixo z corresponde à tensão tangencial. Em contrapartida, para os ângulos de 90° e 270°, essa relação se inverte, ou seja, a tensão em x é equivalente à tangencial enquanto a tensão em z corresponde à radial. O deslocamento total não sofre

essa alteração, pois esta grandeza encontra-se sempre na direção e sentido do eixo, variando conforme o ponto de análise. Desta forma, para cada cenário analisado obtém-se 12 dados. A Figura 4 apresenta a posição dos vértices da *query line* em relação ao modelo tridimensional.

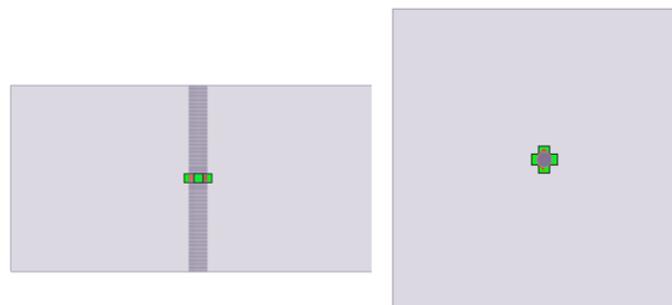


Figura 4. Posição da query line para extração de dados no modelo tridimensional. a) Vista Superior. b) Vista Frontal.

Após extraídos os dados necessários para um estudo detalhado dos resultados, foram estabelecidos três tipos de análises comparativas, sendo elas a respeito da tensão radial, da tensão tangencial e dos deslocamentos radiais em função do avanço da escavação.

Para a análise dos resultados a partir de imagens extraídas do software RS3, adotou-se uma ampliação do maciço centrado no eixo do túnel. Para a seção transversal, o meio apresentado nas imagens possui 150 metros de comprimento por 90 metros de altura, enquanto para a seção longitudinal o meio apresentado possui os 100 metros de comprimento do túnel por 90 metros de altura. A Figura 5 destaca essa ampliação do maciço.

Ainda na Figura 5 foram indicados os cortes referentes as seções transversal e longitudinal, denominadas, respectivamente, de Corte A-A e Corte B-B, retirados na seção de análise localizada na metade do comprimento do túnel.

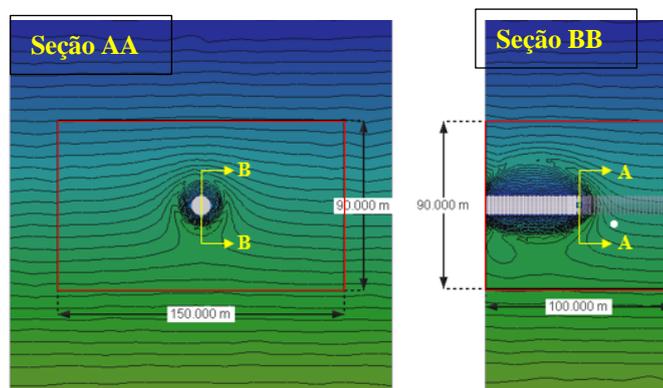


Figura 5. Indicação da ampliação do maciço para apresentação dos resultados e indicação das seções A-A e B-B. a) Seção transversal. b) Seção Longitudinal.

3.2 Resultados

3.2.1 Tensões Radiais

As Figuras 6 e 7 mostram a distribuição das tensões radiais na seção de estudo em função da distância da frente de escavação à mesma, respectivamente para os modelos constitutivos linear elástico e Mohr-Coulomb elastoplástico de todas as classes de maciço.

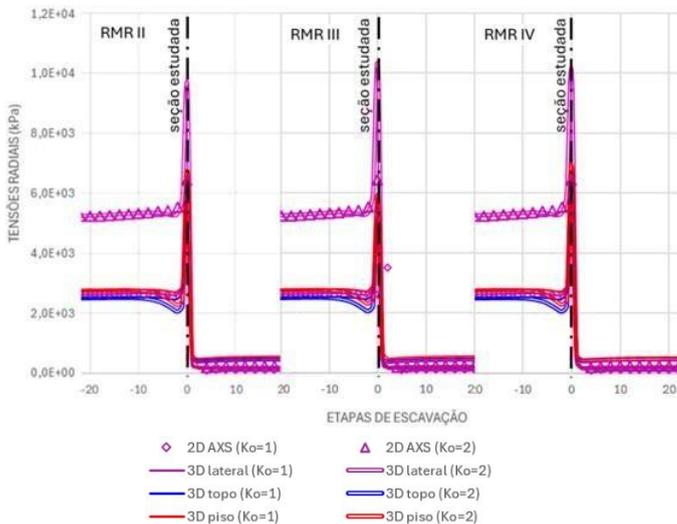


Figura 6. Tensão Radial x Distância da frente de escavação – Modelo Elástico

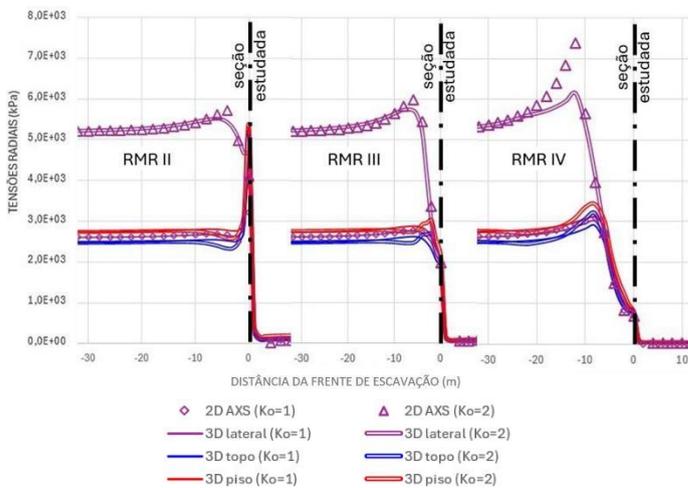


Figura 7. Tensão Radial x Distância da frente de escavação – Modelo Elastoplástico Mohr-Coulomb

Obviamente as tensões radiais tendem a zero após a passagem da frente de escavação, portanto a avaliação abordará as tensões no contorno da escavação anteriores à passagem da frente de escavação.

Um dos aspectos que merece nota é um notável aumento das tensões radiais quando a frente de escavação se aproxima da seção em estudo, tanto para as análises axissimétricas como tridimensionais, observando-se que nas análises com modelo elastoplástico o ponto de máximo ocorre a distâncias da seção tanto maiores quanto pior a classe do maciço.

Essa concentração de tensões junto à seção de estudo reflete a “quina” (90°) formada entre o plano da frente de escavação e o contorno da escavação, como mostra a Figuras 8.

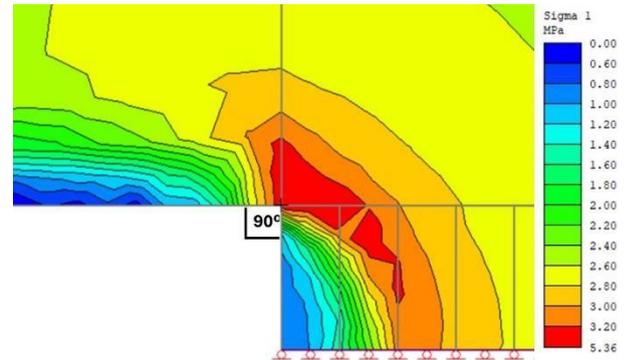


Figura 8. Tensão Principal Maior – RMR = 50 - Modelo Elastoplástico Mohr-Coulomb

Observa-se ainda que, para o modelo elástico linear as tensões radiais independem da Classe do maciço enquanto para o modelo elastoplástico observam-se menores valores de tensão radial em decorrência da plastificação, a qual afeta uma um trecho tanto maior quanto pior a classe do maciço, a Figura 9 mostra a área plastificada para o maciço classe III (RMR=50).

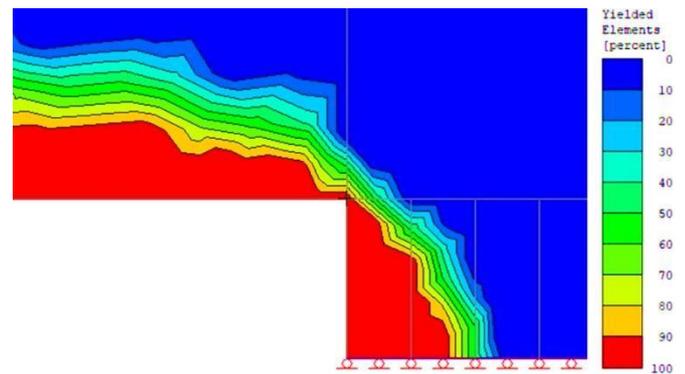


Figura 9. Zona Plastificada – RMR=50- Modelo Elastoplástico Mohr-Coulomb

Já quanto às análises axissimétricas com estado de tensões virgens litostático “duplicado”, observa-se que os valores de tensão radial obtidos nas análises com modelo elástico são similares aos valores correspondentes às laterais das análises 3D, entretanto para modelo constitutivo elastoplástico do maciço classe IV, de pior qualidade o valor no trecho de concentração de tensões mostra-se superior ao da análise 3D.

3.2.2 Tensões Tangenciais

Os gráficos das Figuras 10 e 11 mostram a distribuição das tensões tangenciais do contorno da seção de estudo em função da distância da frente de escavação à mesma, respectivamente para os modelos constitutivos linear elástico e Mohr-Coulomb elastoplástico de todas as classes de maciço.

3.2.3 Plastificação

Nas análises 3D com modelo constitutivo elastoplástico puderam ser registradas zonas de plastificação no entorno da cavidade, sendo tanto maiores quanto menor a qualidade do maciço com formatos ligeiramente alongados na vertical para $K_0=2$, como mostra a Figura 13, assim como zonas tracionadas, mostradas na Figura 14.

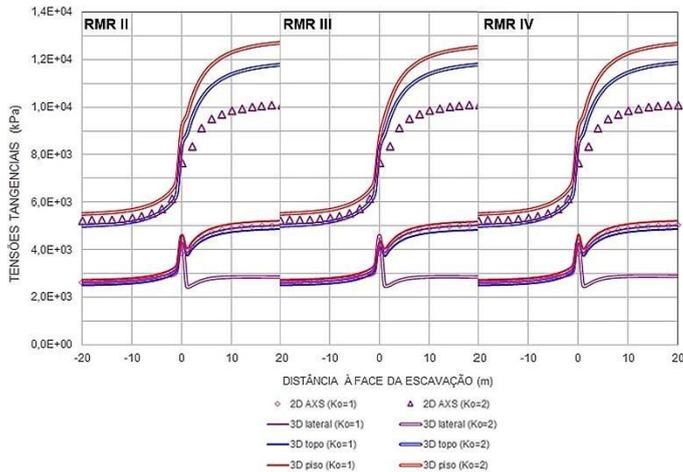


Figura 10. Tensão Tangencial x Distância da frente de escavação – Modelo Elástico

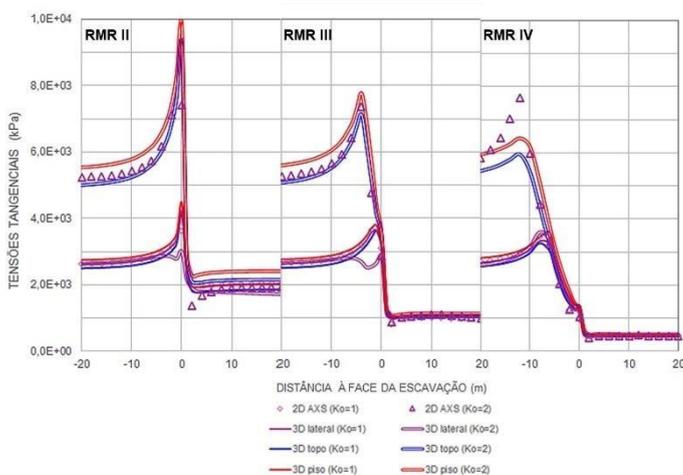


Figura 11. Tensão Tangencial x Distância da frente de escavação – Modelo Plástico

As tensões tangenciais para o modelo elástico também se mostraram independentes da classe do maciço, no entanto, para o modelo elastoplástico, observa-se uma severa redução das tensões tangenciais após a passagem da frente de escavação pela seção em estudo, quando a tensão radial se torna zero devido à plastificação, como mostra a figura 12.

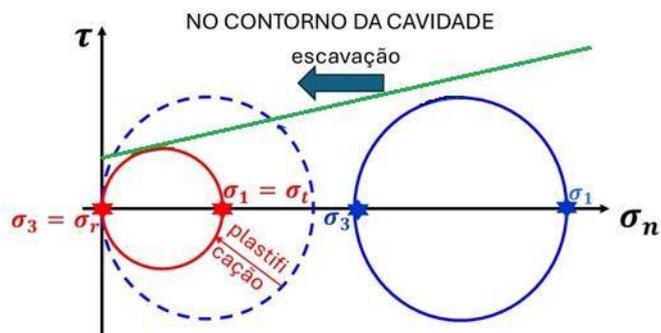


Figura 12. Tensão Tangencial Plastificação provocada pela escavação – Modelo Plástico

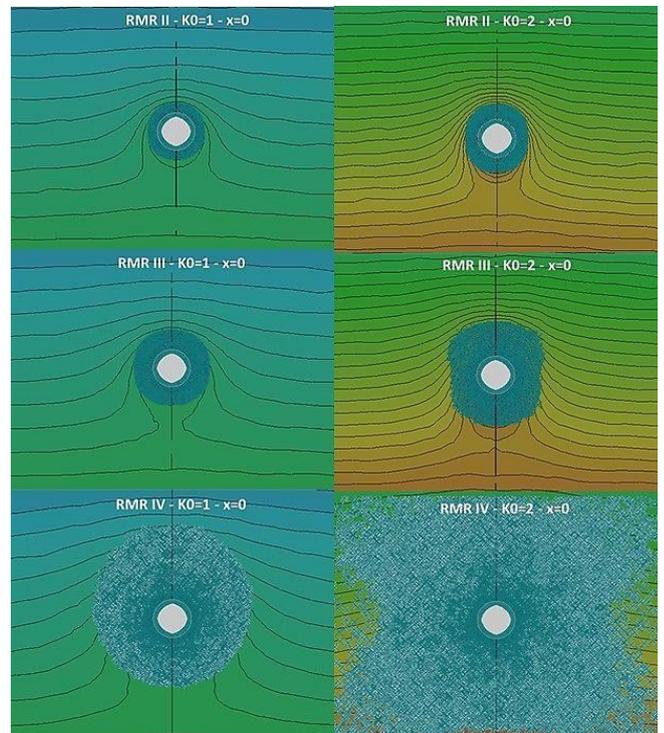


Figura 13. Zonas Plastificadas – $K_0=1$ à esquerda e $K_0=2$ à direita.

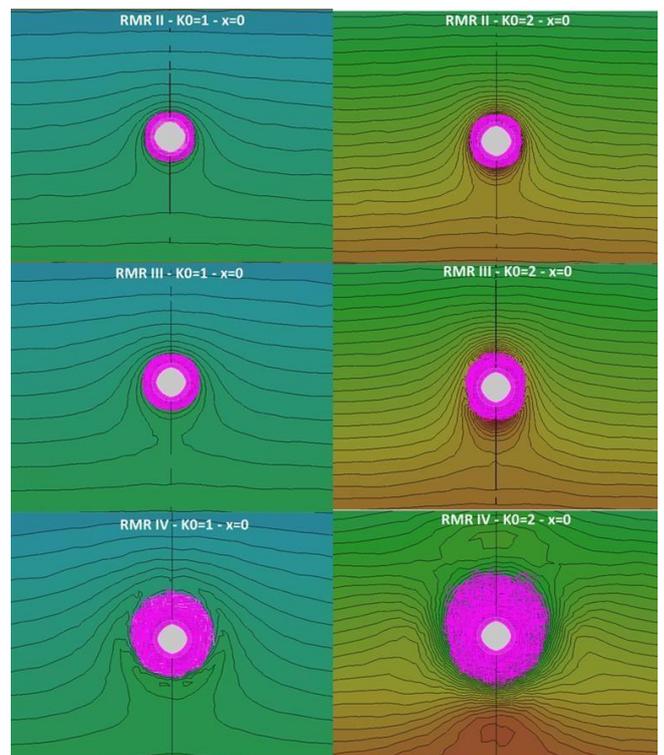


Figura 14. Zonas Tracionadas – $K_0=1$ à esquerda e $K_0=2$ à direita.

3.2.4 Deslocamentos Radiais

Os gráficos das Figuras 15 e 16 apresentam comparação entre as formulações empíricas para cálculo da “LDP” e os resultados das análises numéricas axissimétricas e 3D nas laterais da cavidade que correspondem ao nível de tensões na profundidade do eixo do túnel.

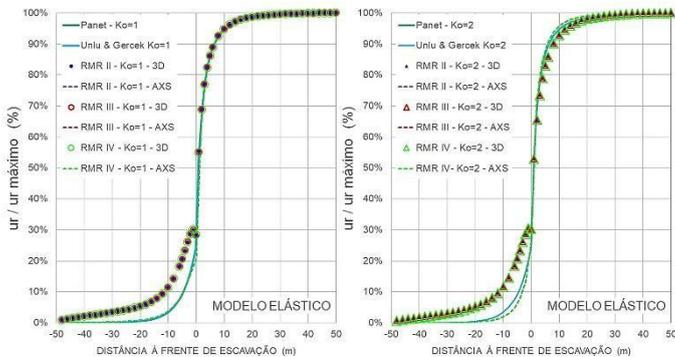


Figura 15. Perfil Longitudinal de Deslocamentos Radiais – modelo elástico - % do deslocamento máximo

Os resultados dos percentuais do deslocamento máximo das análises numéricas com modelo elástico mostraram-se praticamente iguais às curvas empíricas, excetuando-se os das análises 3D no trecho anterior à chegada da frente de escavação na seção em análise que mostram valores superiores.

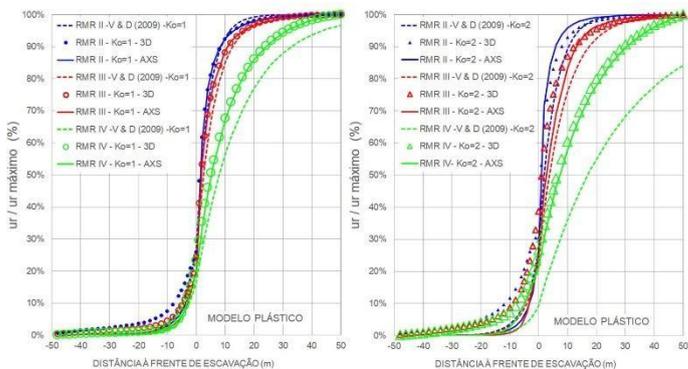


Figura 16. Perfil Longitudinal de Deslocamentos Radiais – modelo elastoplástico - % do deslocamento máximo

Para o modelo constitutivo elastoplástico, a comparação foi feita com formulação proposta por Vlachopoulos & Diederichs (2009) que leva em conta o raio de plastificação sem suporte.

Os resultados comparativos entre as análises axissimétrica e 3D para $K_0=1$ mostraram-se coincidentes, discrepando-se para $K_0=2$, o que se justifica pelo fato da diferença entre um campo de tensões litostático com o dobro da tensão vertical e o campo real em que apenas a tensão horizontal é dobrada.

Já a formulação empírica de Vlachopoulos & Diederichs, quando a frente de escavação já ultrapassou a seção em estudo, para uma dada distância da frente os deslocamentos mostraram-se

inferiores aos das análises numéricas, sendo tão menores quanto pior a qualidade do maciço e consequentemente maior a plastificação.

Caso a definição da instalação do suporte se dê com base na distância à frente de escavação a curva empírica pode levar ao superdimensionamento do suporte, ou eventualmente levar à desagregação do maciço.

No caso dos maciços em que $K_0 \neq 1$, há o artifício de considerar dois estados de tensões virgens ambos litostáticos, um para a lateral correspondente às tensões horizontais e outro correspondente à tensão vertical para a abóbada e piso.

Para avaliar a aplicabilidade e limitações do artifício as figuras 17 e 18 mostram os deslocamentos no topo, lateral e base para análises 3D com o real estado de tensões e análises axissimétricas para $K_0=1$ e $K_0=2$, tanto para modelo constitutivo elástico como elastoplástico.

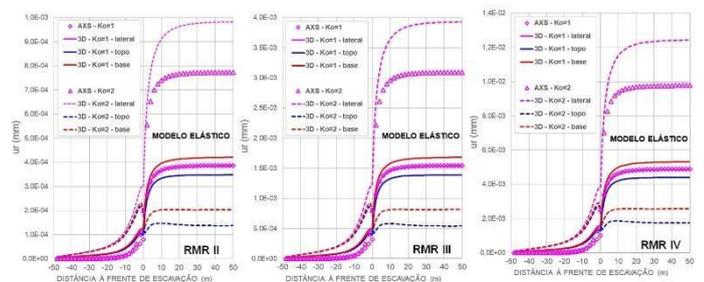


Figura 17. Perfil Longitudinal de Deslocamentos Radiais – modelo elástico

Para o modelo constitutivo elástico, conforme esperado, para $K_0=1$ os resultados da análise axissimétrica correspondem aos da lateral da cavidade e os deslocamentos da análise 3D no topo são inferiores e o do piso superiores aos das laterais. No entanto para $K_0=2$ os deslocamentos nas laterais são superiores aos da análise axissimétrica com o campo litostático correspondente ao dobro das tensões verticais enquanto no topo e piso os deslocamentos são da ordem de metade dos correspondentes ao campo litostático com a tensão vertical. Dessa forma, o dimensionamento do suporte com base nos deslocamentos das análises axissimétricas, para a abóbada e piso estariam superdimensionados enquanto haveria subdimensionamento para as laterais.

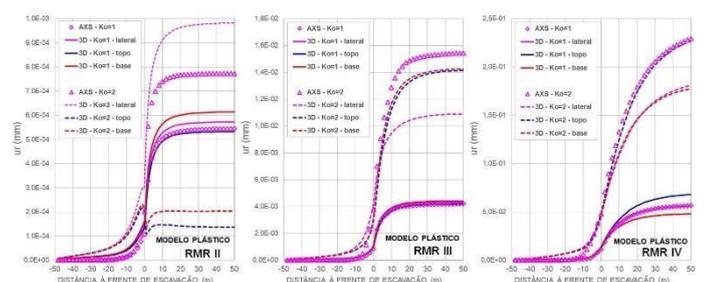


Figura 18. Perfil Longitudinal de Deslocamentos Radiais – modelo plástico

Para o modelo elastoplástico os comportamentos dos deslocamentos no entorno da cavidade mostraram-se complementemente diferentes conforme a classe do maciço. Para o maciço classe II observou-se, para ambos os valores de K_0 , a inversão dos deslocamentos no topo e piso, sendo maior no piso que na abóbada. Já em relação às paredes os valores de deslocamento mostraram-se inferiores aos das análises 3D.

Os deslocamentos do maciço classe III para $K_0=1$, obtidos tanto nas análises 3D como na análise axissimétrica, praticamente não variam ao longo do contorno da cavidade. Já na análise 3D para $K_0=2$ os deslocamentos mostraram-se semelhantes no piso e abóbada e superiores aos deslocamentos nas paredes, todos inferiores aos da análise axissimétrica.

Para o maciço classe IV o comportamento das curvas sugere que a extensão do modelo analisada não alcançou o deslocamento máximo. Para $K_0=1$ os deslocamentos mostraram comportamento análogo aos do modelo elástico ainda que com valores da ordem de 10 vezes maiores. Já para $K_0=2$ os deslocamentos da análise 3D nas laterais e piso são semelhantes e inferiores aos da abóbada e esse último semelhante aos da análise axissimétrica.

3.2.5 Efeito do suporte

Para o maciço classe IV considerando modelo constitutivo elastoplástico e $K_0=1$ foi simulada a aplicação suporte em concreto projetado com 25cm de espessura reforçado com malha de aço de $\varnothing 10\text{mm}$ instalado imediatamente após a escavação.

A Figura 19 apresenta o Perfil Longitudinal de Deslocamentos com e sem suporte. Observa-se que o efeito do suporte nos deslocamentos começa a ser percebido quando a frente de escavação encontra-se a 10,0 metros de distância da seção estudada e promove uma redução na ordem de 70% dos valores de deslocamento.

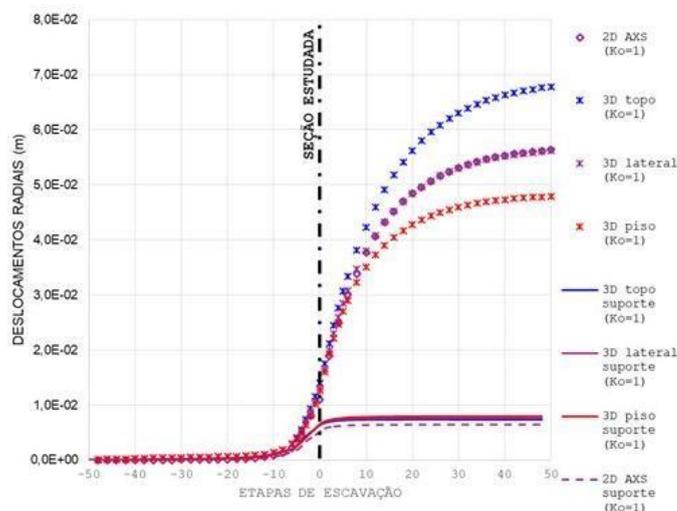


Figura 19. Deslocamento Radial x Distância da frente de escavação – Modelo Plástico com e sem suporte

4 CONCLUSÃO

Ao longo deste trabalho foram discutidos resultados de tensão e deslocamentos radiais, para diferentes classes de maciço e campos de tensões virgens, e comparadas a distintas metodologias para definição da LDP tanto empíricas como modelagens numéricas axissimétricas e tridimensionais.

Diante dos resultados de tensão obtidos para o modelo constitutivo linear elástico, conclui-se que o comportamento das tensões é independente da classe do maciço rochoso, conforme demonstrado pela formulação de Kirsch, apresentando valores de tensão que independem das características do maciço a que estão sendo aplicadas.

É possível afirmar que o acréscimo de até mais de 100% nas tensões no meio junto à frente de escavação quando essa se aproxima da seção de análise independe do modelo constitutivo adotado, pois verificou-se em menor ou maior grau, para ambos os modelos e estados de tensões virgens analisados independentemente da classe do maciço.

Para o modelo linear elástico o comportamento da perturbação nas tensões é de mesma ordem de grandeza para ambos os campos de tensão. No entanto para modelo elastoplástico, para $K_0 = 2$, a perturbação apresenta valores correspondentes ao dobro do campo litostático, mantendo a relação entre os valores de K_0 .

Os resultados dos percentuais do deslocamento máximo nas análises numéricas com modelo elástico mostraram-se praticamente iguais às curvas empíricas de Panet (1995) e Unlu e Gercek, excetuando-se os das análises 3D no trecho anterior à chegada da frente de escavação na seção em análise que mostram valores superiores.

Já para o modelo elastoplástico as análises numéricas 3D e axissimétricas mostraram valores coincidentes para $K_0=1$, discrepando ligeiramente para $K_0=2$, o que se justifica pelo fato da diferença entre um campo de tensões litostático com o dobro da tensão vertical e o campo real em que apenas a tensão horizontal é dobrada.

Já a formulação empírica de Vlachopoulos & Diederichs, quando a frente de escavação já ultrapassou a seção em estudo, os deslocamentos mostraram-se inferiores aos das análises numéricas, sendo tão menores quanto pior a qualidade do maciço e conseqüentemente maior a plastificação.

Neste caso cabe destacar que, se a definição da instalação do suporte se dê com base na distância à frente de escavação, a curva empírica pode levar ao superdimensionamento do suporte, ou eventualmente à desagregação do maciço.

O artifício, adotado para meios em que $K_0 \neq 1$, de se considerar para as laterais do túnel a curva de reação do maciço (CRM) e perfil de deslocamentos longitudinais (LDP) obtidas com base em

carregamento litoestático correspondente à carga horizontal, não reflete adequadamente a anisotropia de tensões virgens, ainda que mais se aproxime da realidade do que desconsiderar esta anisotropia.

Para modelo constitutivo elástico com $K_0=2$ os deslocamentos da análise 3D nas laterais são superiores aos da análise axissimétrica enquanto no topo e piso os deslocamentos são da ordem de metade dos correspondentes aos obtidos para o campo litostático com a tensão vertical. Dessa forma, o dimensionamento do suporte com base nos deslocamentos das análises axissimétricas, para a abóbada e piso estariam superdimensionados enquanto haveria subdimensionamento para as laterais.

Para o modelo elastoplástico os comportamentos dos deslocamentos no entorno da cavidade variaram significativamente conforme a classe do maciço.

Para o maciço classe II observou-se, para ambos os valores de K_0 , a inversão dos deslocamentos no topo e piso, sendo maior no piso que na abóbada. Já em relação às paredes os valores de deslocamento da análise axissimétrica com campo de tensões correspondente ao dobro da tensão vertical, mostraram-se da ordem de 20% inferiores aos das análises 3D.

Os deslocamentos do maciço classe III para $K_0=1$, obtidos tanto nas análises 3D como na análise axissimétrica, praticamente não variam ao longo do contorno da cavidade. Já na análise 3D para $K_0=2$ os deslocamentos mostraram-se semelhantes no piso e abóbada e superiores aos deslocamentos nas paredes, todos inferiores aos da análise axissimétrica.

Para o maciço classe IV o comportamento das curvas sugere que a extensão do modelo analisado não alcançou o deslocamento máximo. Para $K_0=1$ os deslocamentos mostraram comportamento análogo aos do modelo elástico ainda que com valores da ordem de 10 vezes maiores. Já para $K_0=2$ os deslocamentos da análise 3D nas laterais e piso são semelhantes e inferiores aos da abóbada e esse último semelhante aos da análise axissimétrica.

Por fim, é evidente que a aplicação do suporte em um meio plastificado reduz as tensões e deformações no maciço, principalmente no que tange à área plastificada, aproximando o comportamento do meio ao modelo elástico, fazendo-se sentir antes mesmo da frente de escavação alcançar a seção estudada e a análise axissimétrica registrando deslocamentos inferiores aos da análise 3D.

5 REFERÊNCIAS

Aksoy, C. O. 2008. Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications and restrictions. *Journal of Mining Science*, Vol. 44, 1, 51-63.

Alejano, L.R; Alonso, E. 2005. Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 42, 4, 481-507.

Azevedo, I.C.D. 2015. *Análise de Tensões e Deformações em Solos*. Editora UFV.

Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. South African Institute Civil Engineering*, Vol. 15, 335-344.

Bieniawski, Z.T. 1976. *Rock mass classification in rock engineering*. Proc. Symp. Expl. rock engin., Johannesburg, 97-106.

Bieniawski, Z.T. 1978. Determining rock mass deformability: Experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 15, 5, 237-247.

Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. John Wiley & Sons.

França, P.T. 2006. *Estudo do comportamento de túneis: Análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos*. Universidade de São Paulo.

Lowson, A. R.; Bieniawski, Z.T. 2013. *Critical Assessment of RMR based Tunnel Design Practices: a Practical Engineer's Approach*. Rapid Excavation & Tunneling Conference, Washington, 180-198.

Panet, M. 1995. *Calcul des Tunnels par la Méthode de Convergence-Confinement*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 178.

Paraskevopoulou, C.; Diederichs, M. 2018. Analysis of time-dependent deformation in tunnels using the Convergence-Confinement Method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 71, 62-80.

Sefarim, J. L., Pereira, J. P. 1983. *Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski*. Proceedings of the International Symposium on Engineering Geology and Underground Constructions, Lisbon, 1133-1144.

Unlu, T.; Gercek, H. 2003. Effect of Poisson's ratio on the normalized radial displacements occurring around the face of a circular tunnel. *Tunn Undergr Sp Tech*, Vol. 18, 547-553.

Vlachopoulos, N.; Diederichs, M.S. 2009. Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mech Rock Eng*, Vol. 42, 131-146.

Numerical Simulation of Excavation Sequences and Their Effects on Tunnel Performance

André L. T. Oliveira & Naloan Coutinho Sampa & Marcos Aurélio Noronha
Dept. of Civil Engineering, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil

ABSTRACT: Urban population growth necessitates robust infrastructure, such as highways, public transportation and sanitation networks. Consequently, underground space utilization becomes crucial, leading to the construction of tunnels, access shafts, and galleries. This study investigates the impact of various tunnel construction sequences using the New Austrian Tunneling Method (NATM) on soil mass displacements. Numerical simulations were conducted with ABAQUS finite element software under plane strain conditions. The numerical model includes four soil and rock layers. The tunnels, excavated 17 meters below ground with an area of 161.29 m², feature primary and secondary linings. The soil and linings were modeled using Mohr-Coulomb and linear elastic failure criteria, respectively. The study examined convergence curve to incorporate three-dimensional construction effects. Seven analyses were conducted, involving full-section and partial-section excavation. Results show that partial-section excavation reduces soil displacements, with side drift excavation yielding the lowest values, while full-section excavation exhibited the highest surface displacements. Displacements varied with construction stage and depth, indicating a tendency for section flattening. The crown excavation and lining stages represented over 78% of total displacements. This study confirms the effectiveness of partial-section excavation in reducing soil displacements and highlights the importance of numerical modeling in tunnel engineering for safer construction practices.

1 INTRODUCTION

The rapid urbanization experienced in Brazil during the second half of the 20th century, driven by industrialization and agricultural modernization, resulted in the emergence of densely populated urban centers (Brito, 2006). This transformation placed considerable strain on transportation, sanitation, and telecommunications infrastructures, while also intensifying real estate speculation (Bastos, 1998).

The construction of tunnels has become a cornerstone of modern infrastructure, enabling urban growth and enhancing transportation efficiency. Cities such as New York, London, and Tokyo heavily depend on intricate tunnel networks to support subway systems, roadways, and the distribution of public utilities. However, executing tunnel projects in densely

populated areas poses significant geotechnical challenges, including soil stability concerns and potential impacts on nearby structures (Tender et al., 2017).

In the context of urban modernization, it is imperative to thoroughly assess the interaction between the constructed tunnel, the surrounding soil, and adjacent structures. Such evaluations are particularly crucial in ensuring that displacement levels remain within acceptable limits, thereby safeguarding infrastructure and minimizing risks (Savino, 2017).

The literature highlights that the construction methodology employed in tunnel works, such as the excavation step, the timing of shotcrete application, and front treatments, significantly influences the development of stresses and deformations in the

surrounding soil, Factors as geological, hydro-geological and geotechnical conditions, tunnel geometry and depth and the quality of workmanship and management also influence ground movements. (Leca and New, 2006). Recent contributions in this area include finite element method analysis in residual soils for the São Paulo subway (Vitali et al., 2022), the influence of pile excavation (Mirsepahi et al., 2023), and the determination of the excavation influence zone (Lueprasert et al., 2017).

In this scenario, numerical modeling emerges as an essential tool for engineers, offering more accurate predictions of soil displacements resulting from tunnel excavation. By simulating different scenarios, numerical modeling helps mitigate risks and enhance safety and efficiency in operations. Its frequent use is driven by the complex variables in tunneling, such as the significant influence of construction methodologies on the distribution of stress and deformation around the excavation and the support systems employed. These complexities often limit the applicability of analytical or simplified methods. However, numerical models can accurately simulate construction stages and account for geometric and material heterogeneities, including discontinuities, anisotropy, and stratification, as well as non-homogeneous initial stress distributions and complex stress-strain relationships (França, 2006). Given the diversity of factors influencing soil behavior during excavations, especially within the scope of the New Austrian Tunneling Method (NATM), it is crucial to understand how each technique affects soil displacements (Oliveira, 2024).

2 NUMERICAL MODEL

2.1 General procedures

Haji (2017) outlines the general procedure for creating a model in the Abaqus/CAE software in nine

steps. First, the Part Module is used to define the geometry of the independent elements that will compose the model. Next, the Property Module is employed to create the materials and define their properties. The Assembly Module then combines the parts created in the Part Module to form the final geometry of the model. In the Step Module, the sequence of analysis steps is defined. The Interaction Module specifies the interactions between model components, such as constraints and surface-to-surface interactions. The Load Module is used to apply loads, boundary conditions, initial stress fields, and pore pressure conditions. In the Mesh Module, the meshing technique, element types, and dimensions are determined. Subsequently, the Job Module is responsible for submitting and executing the analysis, provided as well as checking for errors in the model. Finally, the Visualization Module enable the display of the results after the analysis is complete.

2.2 Geometry and material properties

Bidimensional numerical simulations of single and twin tunnel were conducted using the finite element software ABAQUS under plane strain conditions. The numerical model's geometry has 190 m width and 70 m height. The tunnels, with an excavated area of 161.29 m² and an equivalent diameter of 14.33 m, have 17 m of overburden and are equipped with primary and secondary concrete linings. The numerical model encompasses four layers of soils and rocks: 21,79m of residual soil (RS), 8,35m of saprolite soil (S), 4,82m of weathered rock (WR) and a semi-infinite layer of fresh rock (FR), as showed in Figure 1. The model is divided into three parts: the soil, the primary lining and the secondary lining. The soils/rocks and linings were modeled using the Mohr-Coulomb and linear elastic failure criteria, respectively. The specific weight (γ), internal friction angle (Φ), dilatancy angle (ψ), cohesion (c), Young's

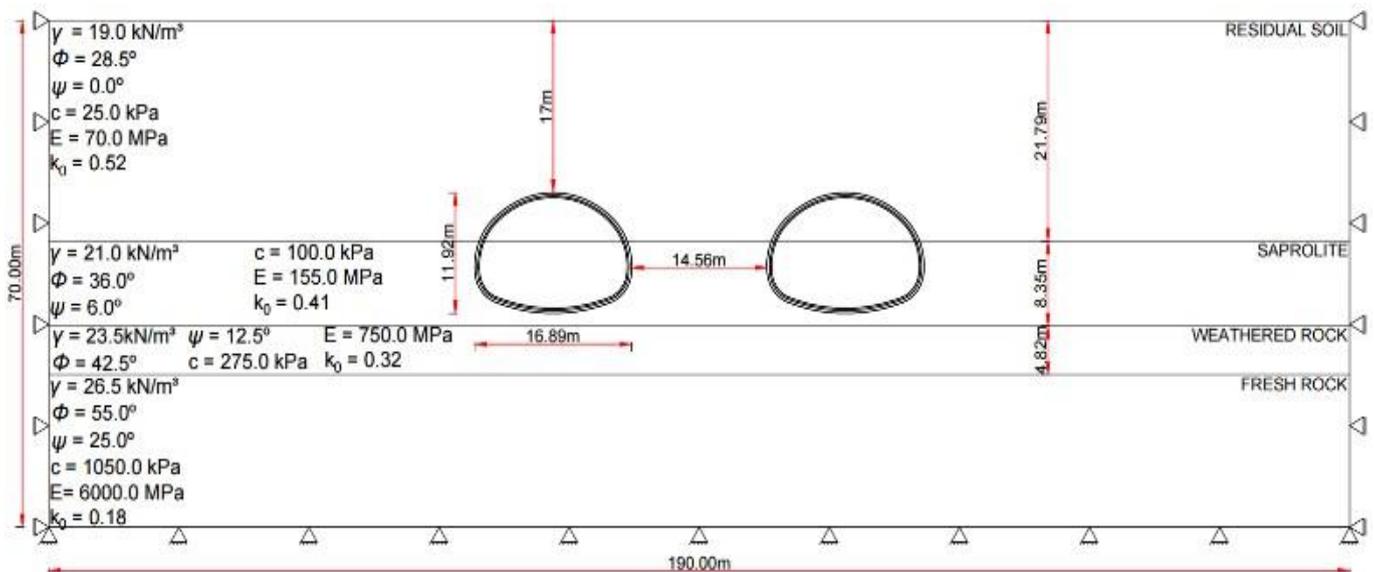


Figure 1. Model geometry and geotechnical profile

modulus (E), coefficient of earth pressure at rest (k_0), Poisson's ratio (ν) and characteristic compressive strength (f_{ck}) of the soil mass layers and shotcrete shell are presented in Table 1 and Table 2 considering drained conditions. Both the soil and linings had their parameters set based on the engineering project data, except for the dilatancy angle, which was determined as proposed by Cox (2008) for granular materials with internal friction angle larger than 30° . Thus, non associated flow was considered. The hardening of the concrete was modeled by assigning different properties to the material depending on the construction stage.

Table 1. Soil properties

Layer	γ (kN/m ³)	Φ ($^\circ$)	ψ ($^\circ$)	c (kPa)	E (MPa)	k_0
RS	19.0	28.50	0.0	75.0	70.0	0.52
S	21.0	36.0	6.0	100.0	155.0	0.41
WR	23.5	42.5	12.5	275.0	750.0	0.32
FR	26.5	55.0	25.0	1050.0	6000.0	0.18

Table 2. Shotcrete properties

Material	γ (kN/m ³)	E	ν	f_{ck} (MPa)
Soft Shotcrete	25.00	10000.0	0.20	30.0
Hardened Shotcrete	25.00	20000.0	0.20	30.0

2.3 Boundary conditions

Horizontal and vertical displacements were restricted at the bottom of the model, while roller boundaries were used in the lateral of the model. Additional vertical boundaries were applied to the bottom of the top-header linings, until the activation of the invert (Figure 2a). Similarly, both vertical and horizontal restrictions were applied to the top edge of the side drift until the activation of the half section's primary lining (Figure 2b). These boundary conditions were

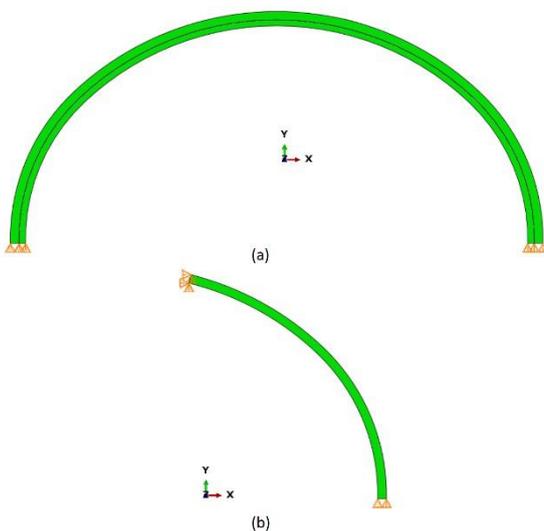


Figure 2. Special boundary conditions

implemented to accurately simulate the excavation sequence.

2.4 Numerical Strategy for Simulating Three-Dimensional Excavation Effects

The excavation was simulated using the load reduction method proposed by Modlhammer (2011), in which concentrated forces applied to the nodes of the soil elements along the tunnel perimeter are reduced incrementally throughout the construction stages. The initial magnitude of the forces for each node, in the geostatic condition, was determined through an independent analysis with boundary conditions that restricted vertical and horizontal displacements at the excavation perimeter. These forces were reduced to zero over the stages to simulate the three-dimensional effects of the excavation as follows: a 25% reduction during the excavation step and linearly throughout the remaining steps. Each area of the partialized section (top-header, side drift, half-section and invert) underwent an independent reduction process.

2.5 Mesh and elements type

The finite element mesh was generated independently for each part of the model. Four-node bilinear quadrilateral elements with plane strain formulation (CPE4) were used to model the soil mass. For the primary and secondary linings, four-node bilinear quadrilateral elements with incompatible modes (CPE4I) were employed, as these enhance the response to bending issues (SIMULIA, 2016).

To improve result accuracy, a finer mesh was applied near the cavity, where displacements are expected to be more pronounced, as illustrated in Figure 3. The element length for both the primary and secondary linings was set at 30 cm, with thicknesses of 28 cm and 20 cm, respectively, as specified in the engineering project.

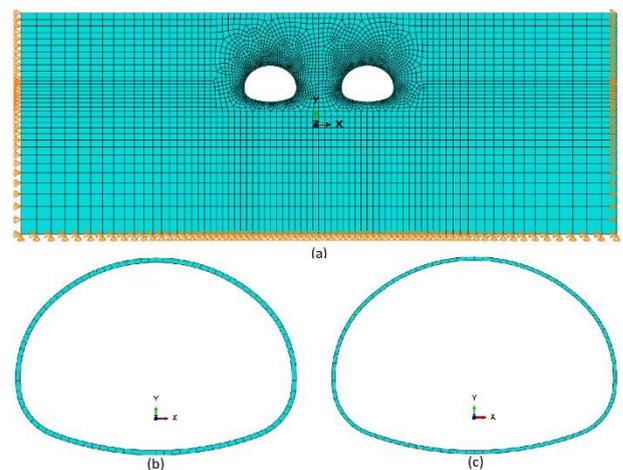


Figure 3. Finite element mesh (a) Soil; (b) Primary lining and (c) Secondary lining

2.6 Excavation procedure

Seven analyses of tunnel construction sequences were conducted, three for single tunnels and four for twin tunnels. These analyses involved full and partial-section excavations, with excavation of the crown and definitive inverted arch (DIA), in addition to the use of side drift associated with the half-section and DIA. In all twin tunnel four analyses, the left tunnel was excavated first.

The numbering in the Figure 4 and Figure 5 represents the studied sequences for single and twin tunnel, respectively. There is no partialization for the Analyses 01 and 04; analyses 02 and 05 involve partialization with top-header and invert excavation; analyses 03 and 06 employ side drift, half-section, and invert excavation; analysis 07 combines the top-header and invert excavation for the left tunnel and side drift, half-section, and invert excavation for the right tunnel.

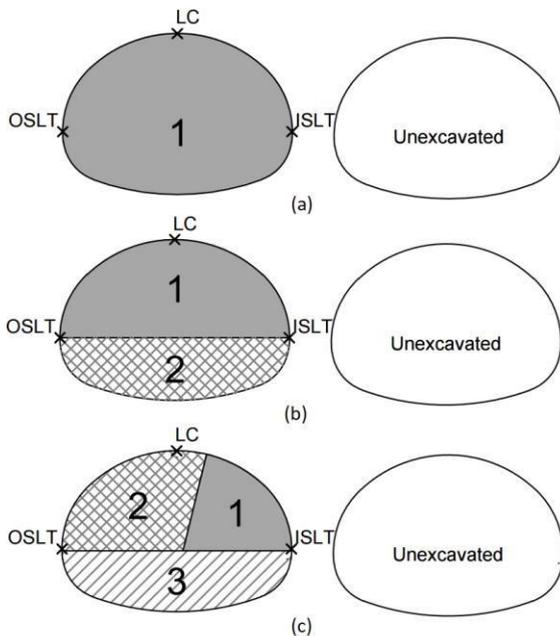


Figure 4. Excavation sequence single tunnel (a) Analysis 01 - full face excavation, (b) Analysis 02 - crown and invert excavation, (c) Analysis 03 - side drift, half section and invert excavation

The "Initial" and "Geostatic" steps are common to all eight analyses. In the "Initial" step, the initial and boundary conditions required to start the analysis are applied. The "Geostatic" step calculates the initial geostatic stresses across all soil layers. To ensure equilibrium within the soil mass, pre-calculated concentrated forces are applied at the excavation perimeter. The variation of these forces throughout the steps is controlled by an amplitude function, with the rate of change depending on the specific analysis and the application point's location. Consequently, concentrated forces in regions such as the side drift,

half-section, invert, and crown decrease at different rates throughout the steps.

During excavation steps, an initial reduction of 25% in concentrated forces is applied along the corresponding excavated element, determined based on the soil mass convergence curve. Starting with the first excavation of a given element, these forces are progressively reduced in a linear manner throughout subsequent steps until they are fully eliminated upon the application of the secondary lining, which signifies the complete loading of the support system.

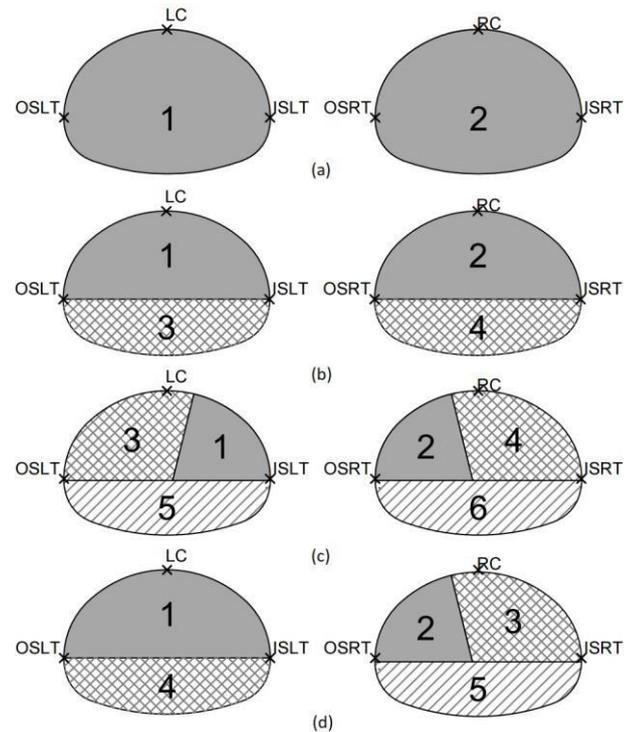


Figure 5. Excavation sequence twin tunnel (a) Analysis 04 - full face excavation, (b) Analysis 05 - crown and invert excavation, (c) Analysis 06 - side drift, half section and invert excavation and (d) Analysis 07 - crown and invert excavation for the left tunnel

All the analysis steps were defined as static analyses, where inertial effects and time-dependent characteristics are neglected.

2.7 Data extraction

The extraction and analysis of the displacements data were done in the surface of the model, along the tunnel axis and at three perimeter nodes: outer and inner side of the left tunnel (OSLT and ISLT), outer and inner sides of the right tunnel (OSRT and ISRT), and left and right crowns (LC and RC).

3 RESULTS

3.1 Typical displacement field

In both single and twin tunnels, critical displacement points are located at the crown, decreasing with distance from the cavity as presented in Figure 6 and

Figure , for single and twin tunnel, respectively. In twin tunnels, displacements and stresses are symmetrical. In Analysis 07, with distinct construction methodologies, displacements in the left tunnel (crown and invert) were greater than those in the right tunnel (side drift, half-section and invert).

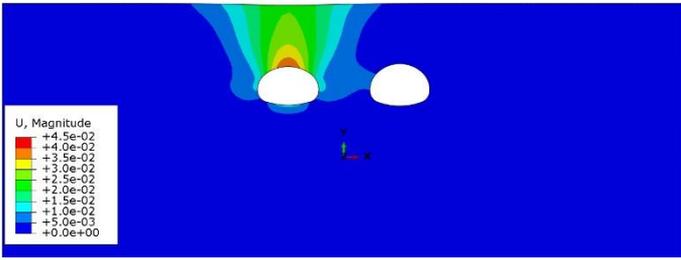


Figure 6. Typical displacement field - Single tunnel

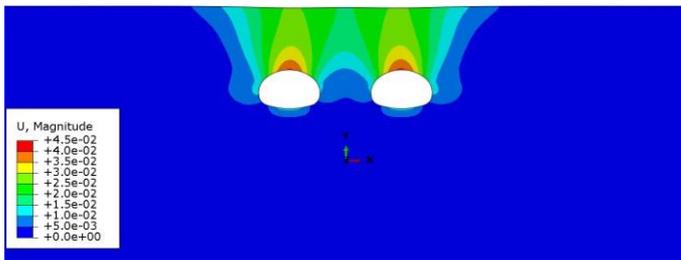


Figure 7. Typical displacement field - Twin tunnels

Displacements at the tunnel base were smaller than those at the crown due to the altered rock layer, which has superior mechanical properties compared to the overlaying residual and saprolitic soil.

3.2 Displacement through

As highlighted by Karakus and Fowell (2003), Figures 8 and 9 illustrate that different construction methodologies lead to distinct surface settlement patterns. Notably, the side drift method produced lower settlements compared to the crown and invert excavation strategy, for both single and twin tunnels, supporting the findings of Mirsepahi et al. (2021), Aghajari et al. (2024), and Wang et al. (2018).

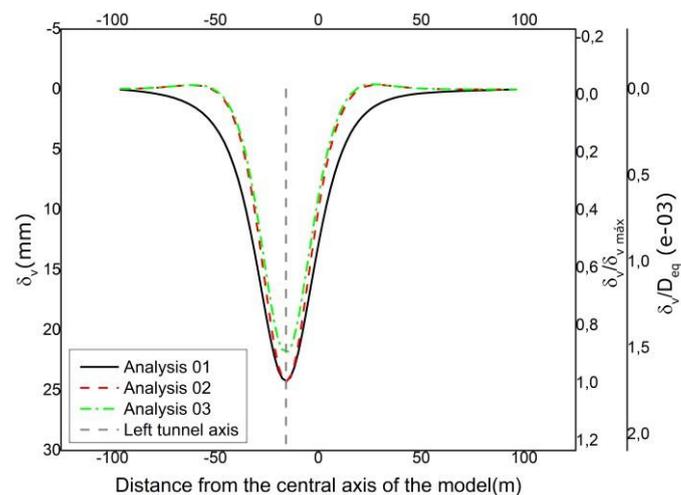


Figure 8. Displacement through - Single Tunnel

The displacement behavior across all analyses shows that settlement depends on the construction stage and the transverse distance from the tunnel axis. This

observation is consistent with the findings of França (2006), Vitali et al. (2022), and Yeo et al. (2009). Furthermore, the numerical results confirm that partial section excavation significantly reduces surface settlements, aligning with the studies of Vitali et al. (2022) and Karakus and Fowell (2003).

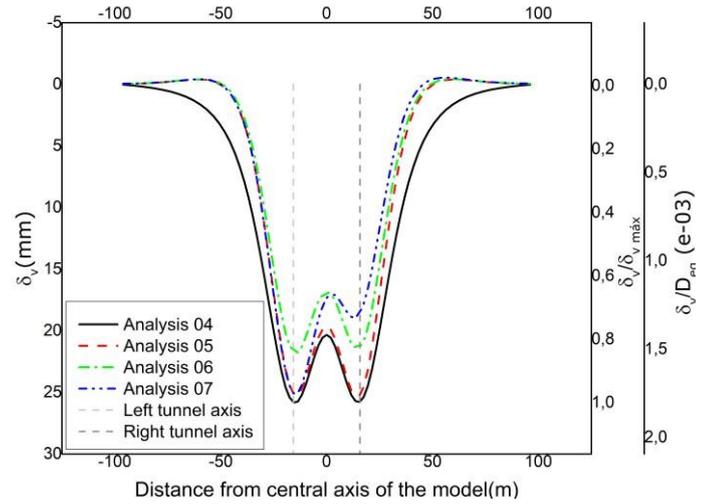


Figure 9. Displacement through - Twin tunnel

In all cases, twin tunnel excavation caused larger surface settlements within the influence zone compared to single tunnels, as also noted by Do Ngoc et al. (2022) and Mirsepahi et al. (2021). Interestingly, twin tunnel settlement basins displayed two distinct settlement peaks, each corresponding to the axes of the tunnels. This contrasts with the findings of Dibavar et al. (2019), where a single settlement peak was located midway between tunnels spaced two diameters apart. This discrepancy likely arises from differences in material properties and geometric section characteristics, as discussed by Agbay and Topal (2020).

3.3 Displacements along tunnel axis

The data presented in Figures 10 and 11 demonstrates that reducing nodal loads along the excavation perimeter has a substantial influence on vertical displacements, both at the tunnel crown and the ground surface.

For full-section excavation (Analysis 01), vertical displacements along the tunnel axis were greater compared to partial excavation methods. The crown and definitive inverted arch (invert) approach used in Analysis 02 resulted in smaller displacements, with 85.43% of the crown displacements occurring during the second excavation stage. Analysis 03, which employed the side drift, half-section, and invert method, exhibited the lowest total displacements, with significant changes at each construction step. Overall, maximum surface displacements were smaller than those at the tunnel crown and varied

according to depth and construction stage. Partial excavation methods proved particularly effective in minimizing vertical displacements, especially at the surface, thereby reducing potential impacts on nearby infrastructure.

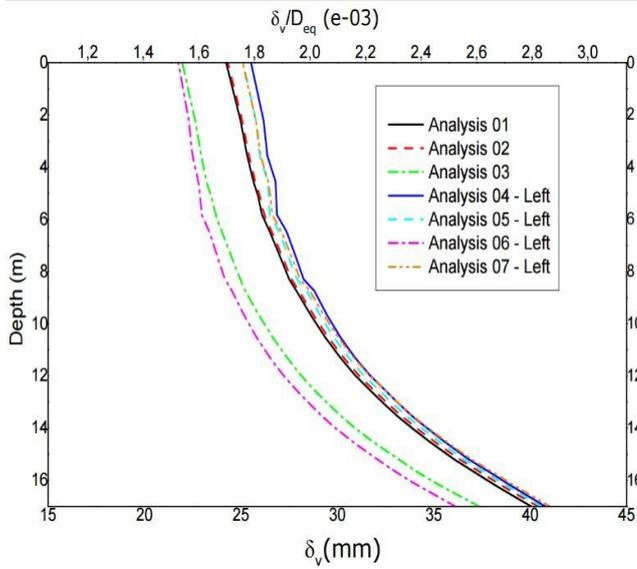


Figure 10. Vertical displacement along left tunnel axis

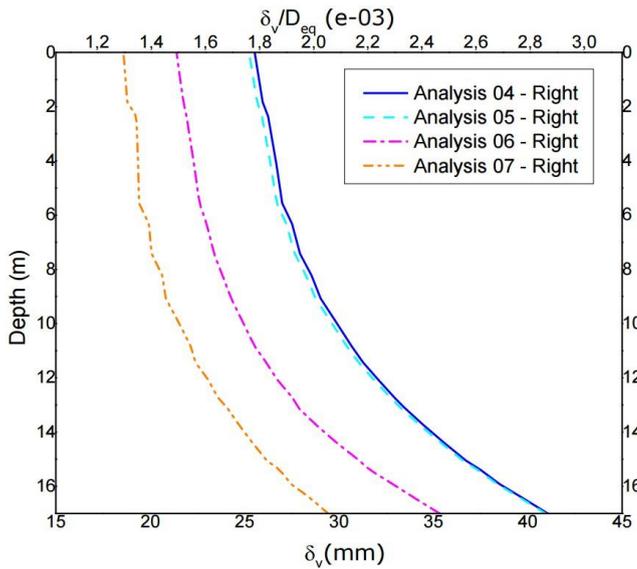


Figure 11. Vertical displacement along right tunnel axis

In twin tunnel excavations, vertical displacement distribution was generally symmetrical, except in Analysis 07, where different construction techniques were applied to each tunnel. Non-linear displacement patterns along the axis were observed across all analyses, with displacement rates increasing with depth and construction stages, deviating from the results reported by Vitali et al. (2022). These discrepancies are likely due to differences in soil properties above the crown and variations in thickness. However, the observed trends are consistent with findings by França (2006) and De Farias et al. (2004).

As detailed in Table 3, maximum vertical displacements ranged from 18.58 to 25.54 mm at the

surface and 29.46 to 41.10 mm at the tunnel crown. Surface settlements corresponded to approximately 60% to 63% of crown displacements across all analyses. When normalized, the maximum vertical displacement varied between 1.30 and 1.78 mm/m at the surface and 2.06 to 2.87 mm/m of the tunnel's equivalent diameter at the crown.

Table 3. Vertical displacement on surface and crown

Analysis	δv		$\delta v \text{ surf} / \delta v \text{ crown} (\%)$	$\delta v \text{ surf} / D_{eq}$	
	Surf.	Crown		Surf.	Crown
1	24,23	40,10	60%	1,69	2,80
2	24,32	40,45	60%	1,70	2,82
3	21,96	37,39	59%	1,53	2,61
4 - Left	25,52	40,82	63%	1,78	2,85
5 - Left	25,12	40,59	62%	1,75	2,83
6 - Left	21,75	36,16	60%	1,52	2,52
7 - Left	25,08	41,07	61%	1,75	2,87
4 - Right	25,54	41,10	62%	1,78	2,87
5 - Right	25,24	40,99	62%	1,76	2,86
6 - Right	21,40	35,37	60%	1,49	2,47
7 - Right	18,58	29,46	63%	1,30	2,06

3.4 Displacements in the perimeter

The displacements at the nodes located at the top and sides of the excavation were verified and compiled in Table 4. A flattening trend of the section was observed in all analysis, with the top node converging and the side nodes diverging.

In the single tunnel analysis, Analysis 01 showed the highest vertical displacement at the top, while Analysis 03 had the lowest. There was an inversely proportional relationship between vertical displacements at the top and horizontal displacements at the sides. Hence, Analysis 01 showed the lowest horizontal displacement, while Analysis 03 had the highest.

In twin tunnels, full-section excavation resulted in the highest vertical displacements and lowest horizontal displacements, while the side drift methodology had the lowest vertical and highest horizontal displacements. Analysis 07 had the lowest vertical displacement at the crown, with a 29.01% reduction compared to Analysis 04, and the highest horizontal displacement. For twin tunnels, horizontal displacements at the inner side nodes were consistently lower than at the outer side nodes.

Partializing the section in side drift reduced crown displacements (% R) by 8.67% and 14.74% compared to non-partialized excavation for single and double tunnels, respectively. At least, 78.73% of the total displacements occurred up to the application of the secondary lining of the crown.

Table 4. Perimeter displacements

Analysis	Outer Side		Crown		Inner Side		δ/D_{eq}			δ_v after crown sec. lining application	
	δ_h	%R	δ_v	%R	δ_h	%R	Outer	Crown	Inner	δ_v	% $\delta_{v,max}$
1	7.06	21.90%	41.10	0.00%	7.68	29.90%	0.49	2.87	0.54	41.10	100,00%
2	9.04	0.00%	40.59	1.24%	9.87	9.91%	0.63	2.83	0.69	35.89	88.43%
3	9.02	0.21%	37.53	8.67%	10.96	0.00%	0.63	2.62	0.76	31.53	84.01%
4 - Left	7.75	23.93%	41.82	0.00%	6.60	13.92%	0.54	2.92	0.46	41.82	100.00%
5 - Left	9.55	6.26%	40.83	2.36%	6.51	15.09%	0.67	2.85	0.45	35.05	85.84%
6 - Left	10.19	0.00%	36.36	13.06%	7.66	0.00%	0.71	2.54	0.53	29.92	82.28%
7 - Left	9.36	8.14%	41.32	1.19%	5.57	27.31%	0.65	2.88	0.39	35.75	86.52%
4 - Right	7.49	39.26%	41.66	0.00%	4.05	49.48%	0.52	2.91	0.28	41.66	100.00%
5 - Right	9.69	21.41%	41.08	1.39%	5.20	35.11%	0.68	2.87	0.36	36.13	87.93%
6 - Right	10.40	15.65%	35.48	14.84%	7.08	11.66%	0.73	2.48	0.49	29.63	83.51%
7 - Right	12.33	0.00%	29.57	29.01%	8.01	0.00%	0.86	2.06	0.56	23.28	78.73%

4 CONCLUSIONS

This study demonstrates the critical role of construction methodology in controlling soil displacements during tunnel excavation. The results confirm that partial section excavation, particularly the side drift method, is highly effective in minimizing vertical displacements, reducing impacts on surrounding infrastructure and enhancing safety. By achieving up to 14.84% lower displacements in twin tunnels compared to full-section methods, the side drift approach stands out as the most suitable technique, especially in urban environments where soil stability and adjacent structures are at higher risk.

The analysis also highlighted the nonlinear behavior of displacements along the tunnel depth and excavation perimeter, emphasizing the influence of construction stages on soil-structure interactions. The crown excavation and lining application stages were identified as critical, accounting for over 78% of total displacements, which reinforces the need for precise control during these phases.

In conclusion, this study underscores the importance of selecting appropriate excavation techniques to ensure the stability of the soil mass and the protection of nearby structures. It also reaffirms the value of numerical modeling as a powerful tool for simulating construction scenarios and optimizing tunneling practices in complex geotechnical conditions.

5 REFERÊNCIAS

Aghbay, E.; Topal, T. 2020. Evaluation of twin tunnel-induced surface ground deformation by empirical and numerical analyses (NATM part of Eurasia tunnel, Turkey). *Computers and Geotechnics*, Elsevier, v.119, 103367.

Aghajari, M; Dehghan, A. N.; Lajevardi, S. H. 2024. Optimizing Sequential Excavation Method for

Ground Settlement Control in Tehran Subway Tunnel Line 6. *Geotechnical and Geological Engineering*, Springer, 1-20.

Bastos, M. 1998. A goetecnis na concepção, projeto e execução de túneis em maciços rochosos. *Universidade de Lisboa*.

Brito, F. 2006. The displacement of the Brazilian population to the metropolitan áreas. *SciELO Brasil*, v. 20, 221-236.

Cox, M. R. B. 2008. The influence of grain shape on dilatancy. *University of Arizona*.

De Farias, M. M.; Junior, A. H. M; De Assis, A. P. 2004. Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. *Tunneelling and underground space technology*, Elsevier, v.19, n.3, 283-293.

Dibavar, B. H.; Ahmadi, M. H.; Davarpanah, S. M. 2019. 3D numerical investigation of ground settlements induced by construction of Istanbul twin metro tunnels with special focus on tunnel spacing. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, v. 63, n. 4, 1225-1234.

Do Ngoc, T.; Dang, V. K.; Pham, V. V.; Quang, N. V.; 2022. Prediction of surface settlements due to twin tunnel construction in soft ground of Hanoi metro line 03. *GEOMATE Journal*, v. 02, n. 94, 66-72.

França, P. T. 2006. Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. *Universidade de São Paulo*.

Haji, T. K. 2017. *Evaluating the effects of tunnel construction on buildings* (Doctoral dissertation, University of Nottingham).

Karakus, M.; Fowell, R. J. 2003. Effects of diferente tunnel face advance excavation on the settlement by FEM. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 18, n.5, 513-523.

Leca, E.; New, B. 2007. Settlements induced by tunneling in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(2), 119-149.

Lueprasert, P.; Pornkasem, J.; Pattaramon, J.; Suchatvee, S. 2017. Numerical investigation of tunnel deformation due to adjacente loaded pile and pile-soil-tunnel interaction. *Tunnelling and Underground Space Technology*. v. 70. 166-181.

Mirsepahi, M., Nayeri, A., Lajevardi, S.H. et al. 2023. Performance of Side-By-Side Twin Tunnel Excavation Under a Single Pile and Pile Group by the NATM. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 59, 537–543.

Mirsepahi, M.; Nayeri, A.; Mirhosseini, S. M. et al. 2021. Investigation of the effects of twin tunneling ong round surface settement and internal forces of a single pile in 3D analysis. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Springer, v. 58, 63-70.

Mödlhammer, H. 2011. Numerical methods for tunneling using ABAQUS and investigations of long-time-effects of the shotcrete shell and its impact on the combined support system. *Massachusetts Institute of Technology*. 1-90.

Oliveira, A. L. T. 2024. Análise numérica da influência das sequências construtivas nos deslocamentos do solo em um túnel na Grande Florianópolis. *Universidade Federal de Santa Catarina*, 1-131.

Savino, T. M. P. 2017 Análise numérica do comportamento de túneis em solo colapsível. *Universidade de Brasília*. 1-78.

Simulia. 2016. Abaqus Analysis User's Guide.

Tender, M. L.; Couto, J. P.; Bragança, L. 2017. The role of underground construction for the Mobility, quality of life and economic and social Sustainability of urban regions. *TEM-International Engineering Journal*. SciELO Brasil, v. 70, n. 3, 265-271.

Vitali, O. P. M.; Celestino, T. B.; Bobet, A. 2022. Construction strategies for a NATM tunnel in São Paulo, Brazil, in residual soil. *Underground Space*, Elevier, v. 7, n.1, 1-18.

Wang, T. et al. 2018. Studies ong round settlement and pre-arching stress of pre-cutting tunneling

method. *Tunnellin and Underground Space Technology*, Elsevier, v. 82, 199-210.

Yeo, C. H. et al. 2009. Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel. *International Journal of the JCRM*, Japanese Committee for Rock Mechanics, v. 5, n. 1, 33-38.

Escavação em solos sedimentares formação São Paulo (Terciário) e Embasamento Cristalino (Pré-Cambriano)

Rafael Gomes Lamas Otero, Paulo Henrique de Souza Silva & Ana Flávia de Campos Righini
Consórcio Construtor Metrô Linha 2 Verde, São Paulo, Brasil

Daniel Agra
Companhia do Metropolitano de São Paulo METRO, São Paulo, Brasil

Denis Vicente Perez Vallejos
Vallejos Engenharia Ltd, Belo Horizonte, Brasil

Flávio Rogério da Silva
Maubertec Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: A Estação Santa Isabel, parte do projeto de extensão da Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo, que ligará a estação Vila Prudente à Penha, composta por um poço, um túnel de ligação e um túnel de plataforma escavado em side drift, piloto, calota, e rebaixo, partindo do túnel de ligação, foi escavada pelo método NATM, em região de geologia formada pelas Formações São Paulo (Terciário) e Embasamento Cristalino (Pré-Cambriano). Neste artigo serão apresentados dados gerais das fases de escavação do poço e túnel de ligação, e maiores detalhes da escavação do túnel de estação.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, a rede metroriária da cidade de São Paulo é composta por 6 linhas, totalizando 104,4 km de extensão e 91 estações, por onde passam mais de 5 milhões de passageiros diariamente. (Metrô São Paulo, 2024).

A Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo é constituída pelo trecho compreendido entre as estações Vila Madalena e Vila Prudente, com uma extensão total de aproximadamente 14,7 quilômetros (Metrô São Paulo, 2024), e será ampliada até a Penha, onde fará conexão com a Linha 3-Vermelha.

Ao todo, 1,2 milhão de pessoas serão beneficiadas com 8 novas estações (vide *figura 1* abaixo).

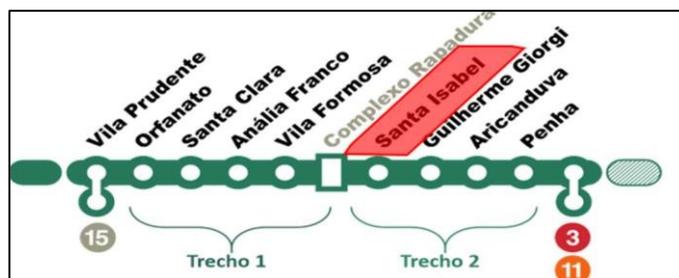


Figura 1. Mapa da expansão da Linha 2 – Verde. Em destaque estação Santa Isabel.

O canteiro de obras da estação Santa Isabel da Linha 2 - Verde do Metrô de São Paulo, está localizado na Av. Guilherme Giorgi, 1017, no bairro Jardim Têxtil na zona leste da cidade de São Paulo. Abaixo é apresentada na *figura 2* a foto aérea do canteiro de obras.



Figura 2. Foto do canteiro de obras da Estação Santa Isabel imerso em tecido urbano.

Destaca-se na foto aérea do canteiro de obras da futura estação Santa Isabel a proximidade das obras com os edifícios vizinhos, que impõe durante as obras de escavações a necessidade da busca de soluções inovadoras para mitigar impactos principalmente tendo em vista os recalques impostos pelas atividades oriundas das escavações.

As escavações da futura estação Santa Isabel apresentam desafios significativos, que demandaram estudos geotécnicos mais aprofundados em comparação ao padrão usual na região metropolitana de São Paulo. Entre os fatores que contribuem para essa complexidade estão: o emboque dos túneis utilizando poço e túnel de ligação com revestimento primário, a escavação em solos residuais, as grandes seções das áreas escavadas e a proximidade com edifícios vizinhos.

Diante desses desafios, este artigo tem como objetivo apresentar informações detalhadas sobre as técnicas e soluções empregadas nas escavações dessa obra, destacando as medidas adotadas para garantir a segurança das estruturas no entorno, das próprias escavações e, também, dos trabalhadores, mesmo em cenários adversos como os mencionados além de apresentar informações técnicas que possam contribuir com projetos e obras futuras que estejam inseridas em contextos semelhantes.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA

A Estação Santa Isabel está inserida no contexto da Bacia Sedimentar de São Paulo, que por sua vez integra o Rift Continental do Sudeste do Brasil (RICCOMINI, 1989). Por conta disso, a sedimentação de depósitos de leques aluviais associados à planície aluvial com sedimentos lacustres foi condicionada tectonicamente por essa herança (GURGUEIRA, 2013). Abaixo desta bacia, encontra-se o embasamento, formado por terrenos

metamórficos policíclicos associados ao Cinturão de Dobramentos Ribeira (HASUI *et al.*, 1975).

A Estação Santa Isabel, por conta deste contexto, se situa numa região ímpar para escavação em relação as demais estações da Linha 2, por se situar num alto estrutural que coloca o embasamento em cotas elevadas (Figura 3). O basculamento tectônico resultante ocasionou uma discordância erosiva, colocando a Formação São Paulo em contato direto com o embasamento (não há ocorrência no local da escavação de sedimentos intermediários típicos da Formação Resende). A discordância angular litoestratigráfica também é observada, enquanto na Formação São Paulo o acamamento é sub-horizontal nas camadas, no Complexo Embu, o mergulho da foliação gira em torno de 65° (Figura 6).

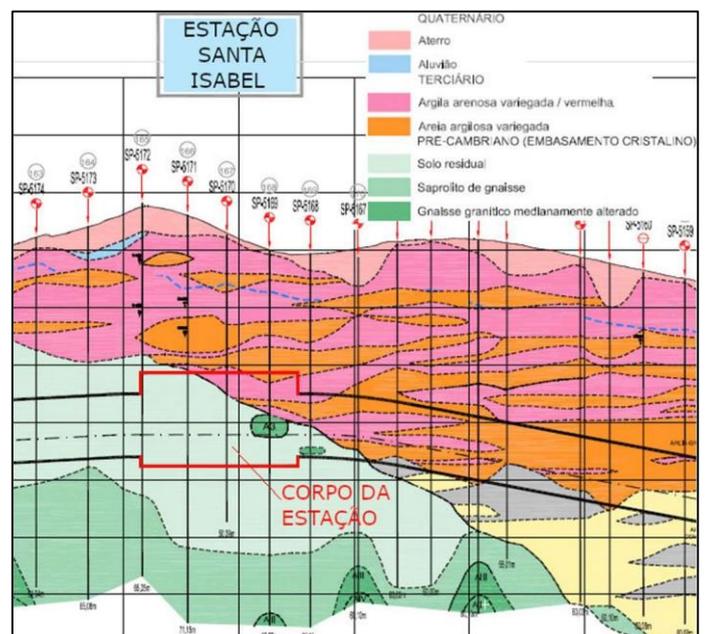


Figura 3 – Trecho extraído e adaptado do perfil básico da ampliação da Linha 2, na região da Estação Santa Isabel.

Na região escavada, a Formação São Paulo compreendeu camadas argilosas, plásticas, de coloração roxa, alternadas com camadas argilo-arenosas a areno-argilosas, em geral avermelhadas, podendo também serem amareladas ou esbranquiçadas (Figura 4). Também há ocorrência de delgadas crostas lateríticas, bem como de siltitos e argilitos finamente laminados.



Figura 4 – Feição típica da Formação São Paulo observada no túnel piloto do túnel de plataforma norte.

Já o embasamento, representado pelo Complexo Embu (Figura 5), encerra como rocha principal o gnaiss, em geral milonitizado próximo ao contato com a Formação São Paulo (Figura 6), com ocorrência também de micaxistos e milonitos subordinadamente. Bolsões de argila verde com característica de expansividade indicam a possibilidade de metassomatismo na rocha por alteração hidrotermal. Este contato litoestratigráfico entre a Formação São Paulo e o Complexo Embu nem sempre ocorre por discordância litológica ou por falhamento, mas também com perturbação e interdigitação entre as litologias.

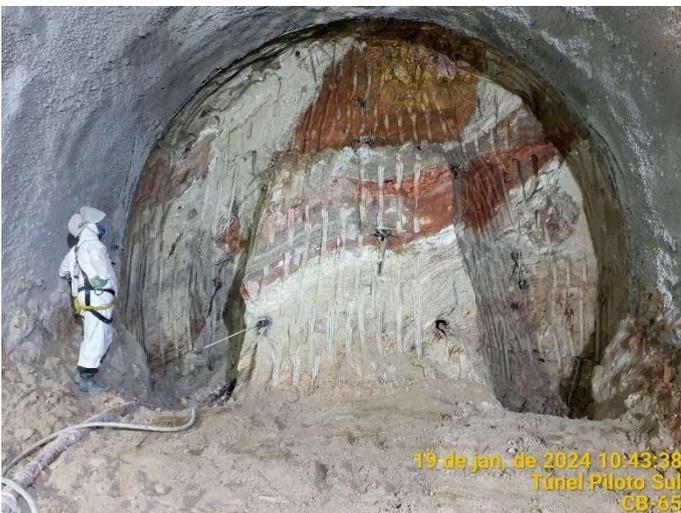


Figura 5 – Feição típica apresentada pelo Complexo Embu (pré-Cambriano), no túnel piloto do túnel de plataforma sul.

Na figura 6, lado direito do núcleo, na base da escavação, observa-se indício de alteração hidrotermal (material esverdeado).



Figura 6 – Contato observado entre a Formação São Paulo (superior), com o Complexo Embu (inferior). Foto tirada no side drift direito do túnel de plataforma norte.

No lado direito do núcleo, na base da escavação, observa-se indício de alteração hidrotermal (material esverdeado).

3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A obra teve três fases macro de escavações, composta por poço, túnel de ligação e túnel de estação, abaixo estão apresentadas as principais:

- 1ª etapa: Poço, com diâmetro variável entre 34,00 m e 37,00 m e 40,00 m de profundidade;
- 2º etapa: Túnel de ligação com largura total de 18,45 m, 19,80 m de altura e 35,65 m de extensão;
- 3º etapa: Túnel de plataforma com 56,70 m sentido sul e 72,80 m sentido norte, altura de 17,50 m e 21,75 m de largura.

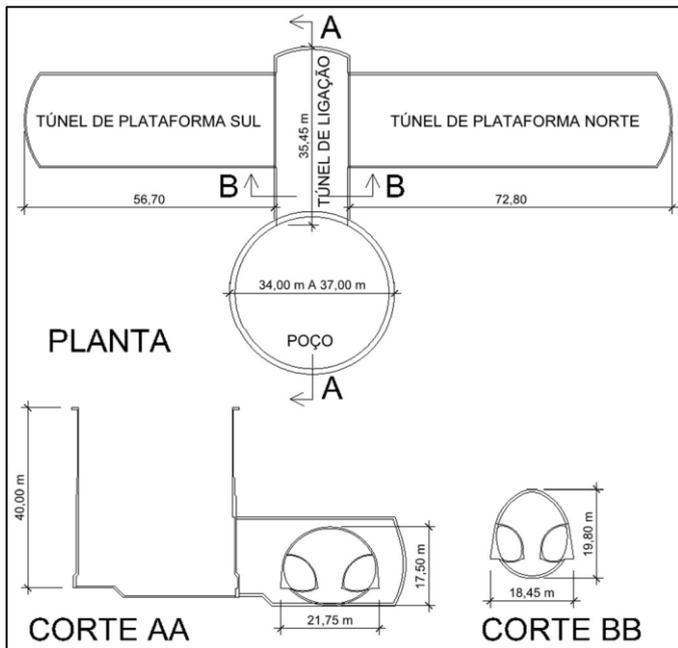


Figura 7. Croqui esquemático da geometria da obra.



Figura 8. Layout da estação Santa Isabel composta por poço, túnel de ligação e túnel de estação.

4 CONDICIONAMENTO DO SOLO

As escavações dos túneis ocorreram predominantemente no maciço de solo residual, com siltes apresentando algumas vezes comportamento deslocante, evitados (ou diminuídos) com drenagem adequada. A drenagem adequada foi fundamental para conter os processos de deslocamentos e evitar sua progressão, o que poderia formar cavidades ou capelas com grandes dimensões, também foi verificado que como medida adicional de proteção a necessidade de aplicação de banho de concreto projetado de 3cm de espessura em todo o maciço escavado, previamente a instalação de cada cambota, este serviço teve como principal medida evitar a

perda de umidade do maciço evitando assim deslocamentos.

Adicionalmente, para impedir o deslocamento de grandes porções de solo do teto ou da frente de avanço, foram realizadas enfilagens tubulares injetadas com manchetses em materiais predominantemente argilosos e / ou colunas de CCPH no contorno da calota para materiais com comportamento arenoso. As definições do tratamento de solo estavam previstas nos projetos executivos aprovados, contudo as definições com objetivo de aumentar a segurança foram feitas com base nos mapeamentos de solo realizados a cada avanço de escavação pela equipe de ATO da projetista.

Para conter os deslocamentos de frente foram executadas pregagens de barras de fibra de vidro instaladas em furos preenchidos com calda de cimento e executadas manchetses a cada 1 metro.

5 PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS DE ESCAVAÇÃO

As escavações foram realizadas em etapas de avanço de 0,80 m. Após dado o banho de concreto projetado em toda a frente escavada a cada avanço, foram instaladas cambotas treliçadas de aço CA-50, seguidas da aplicação de concreto projetado usinado com fck de 30 MPa. Destaca-se a elevada resistência inicial do concreto projetado, que deveria atingir 10 MPa em 10 horas. Tal desempenho foi alcançado principalmente pela utilização de cimento CP V-ARI e de aditivos aceleradores de pega, além da adoção de traços de concreto adequados.

O controle tecnológico do concreto foi conduzido rigorosamente, em conformidade com as especificações técnicas da contratante. Em todos os caminhões betoneira, foram verificados temperatura e abatimento do tronco de cone (slump), além da extração de corpos de prova para avaliar a adequação dos parâmetros. Esse processo foi acompanhado por laboratório contratado, pela equipe de qualidade do consórcio construtor e pela equipe de fiscalização. Os resultados foram periodicamente reportados aos consultores especializados em concreto e à equipe projetista, garantindo a conformidade com as especificações técnicas.

Sempre que necessário, foram implementadas correções imediatas para assegurar a segurança das escavações e manter a produtividade do processo. Como exemplos podemos citar alterações nos tratamentos ou complemento na drenagem, a depender das condições geológicas mapeadas pela equipe de ATO.

O ciclo de escavação incluía 9 avanços de escavação, totalizando 7,20m com parada para tratamento de solo e drenagem do maciço. Nas parcializações que incluíam execuções de arcos invertidos, também a distância máxima entre a frente de escavação e o fechamento do arco invertido não ultrapassou 7,20m ou 9 avanços, de forma aumentar a segurança sempre que possível ainda está distância foi diminuída. Cuidado importante também adotado é de sempre que ao terminar a escavação o concreto usinado já estar na obra não permitindo início de deslocamento do solo por grande tempo de exposição do maciço e perda umidade.

Durante todo o período das escavações foram deixados materiais de contingenciamento já definidos em projetos que frequentemente eram fiscalizados para verificar se estavam adequados ao uso entre estes continham sacos de rafia com areia para contenção em caso de deslocamentos ou capelamentos, saco de concreto projetado via seca, telas de aço, materiais para realização de drenos, cones para fechamento das ruas fitas zebradas entre outros.

A tabela 1 a seguir indica os índices de produtividade durante a obra.

Tabela de Produtividade Média - Escavação de Poço e Túneis e Solos da Formação São Paulo e Embasamento Cristalino

Elemento	Data de Início	Data de Término	Duração (dias)	Comprimento (m)	Produtividade Média: Escavação + Revest. Primário (m/dia)
Poço	20/09/2021	24/03/2022	186,00	40,00	0,22
Túnel de Ligação	11/04/2022	30/12/2022	264,00	35,65	0,14
Túnel de Corpo de Estação	02/01/2023	01/11/2024	670,00	129,50	0,19

Tabela 1. Índices de produtividade.

6 REBAIXAMENTO

6.1 Poço

O rebaixamento do lençol freático foi executado, conforme premissas de projeto, por PBS's (poços de bombeamento submersos) em todo o entorno do Poço de Acesso da estação e na região do emboque do túnel de ligação, para minimizar risco de ocorrência de fluxo de água com carreamento de material arenoso para dentro poço e minimizar também o empuxo hidrostático atuante nas paredes do poço da estação.

Ou seja, retirar a água subterrânea do maciço a fim de melhorar as condições da escavação, de reduzir as pressões hidrostáticas que atuam nas estruturas e permitindo a sua execução com maior segurança.

Os PBS's foram executados com diâmetro de perfuração de 40 cm e foram instalados tubos de 20 cm de diâmetro, lisos no trecho da superfície até a profundidade do nível d'água e tubos filtros ranhurados a partir desta cota até pouco abaixo da cota de fundo da escavação.

O espaço anelar da perfuração foi preenchido com material granular filtrante e a retirada d'água é feita através de bombas submersas instaladas no fundo do poço, cuja sua operação é individual com acionamento automático e controle na superfície além de contar com hidrômetros para controle do volume de água retirado diariamente.

6.2 Túneis

Nos trechos de escavação em maciço de solo residual abaixo do nível d'água, face ao comportamento deslocante deste material, foram utilizados regularmente ao longo da escavação drenos horizontais profundos a vácuo (DHP's) e ponteiros filtrantes, a fim de reduzir a pressão de água que diminui o "stand-up time" do maciço.

Mesmo nos trechos de escavação onde os drenos não retiravam vazões significativas de água do maciço, foi importante manter o sistema de drenagem à vácuo ativo, pois foram criados pontos de pressão negativa fazendo com que a água migrasse para esses pontos. De tal forma, o solo junto à frente de escavação passou a se comportar como se estivesse acima do nível d'água, melhorando o "stand-up time" e em consequência trazendo aumento da segurança das escavações.

7 MONITORAMENTO PARA SEGURANÇA DAS ESCAVAÇÕES

O monitoramento da segurança durante as escavações foi estruturado por meio de rotinas de leitura das instrumentações internas e externas, conforme definido pelos projetistas e aferido pela equipe de Acompanhamento Técnico de Obras (ATO) e fiscalização. Essas leituras, realizadas geralmente com frequência diária, eram complementadas por reuniões específicas para análise das informações relacionadas aos projetos executivos e à produção, além de reuniões regulares de ATO com frequência semanal.

Principais Aspectos Monitorados nas Reuniões Instrumentações:

- Análise dos dados obtidos com os instrumentos instalados para monitoramento das deformações e estabilidade do maciço.
- Verificação se os valores medidos permanecem dentro dos limites estabelecidos pelo projeto.

Necessidade de Alterações em Projetos Executivos:

- Reavaliação do projeto baseada no comportamento dos instrumentos.
- Análise do comportamento da frente de escavação com base nas informações trazidas

pela equipe de ATO através do mapeamento de solo nos trechos escavados.

Soluções para Condicionamento do Maciço:

- Identificação de reforços adicionais necessários, como injeções, tratamentos adicionais e até aumento da espessura do concreto projetado.

Qualidade do Concreto Projetado:

- Avaliação das características do concreto, garantindo que atenda aos parâmetros de resistência e espessura previstos.

Drenagem e Controle da Água Subterrânea:

- Revisão e acompanhamento das soluções de drenagem implantadas.
- Garantia de que as pressões hidrostáticas estejam controladas para evitar instabilidades.

Interação com Projetistas e Executores:

Nas reuniões é importante a discussão de ajustes necessários com os projetistas para assegurar o alinhamento entre o projeto e as condições reais encontradas no campo.

Contratação de Consultores Especializados:

Durante a escavação de túneis NATM é fundamental o apoio de uma equipe técnica especializada na metodologia NATM para orientar decisões críticas e análises de segurança das escavações foram contratados especialistas brasileiros na área para apoiar as equipes aumentando a segurança das atividades.

7.1 Instrumentações Utilizadas

Para o monitoramento, foram instalados os seguintes instrumentos, cobrindo aspectos internos e externos das escavações:

- Marcos Reflexivos: Para monitoramento de convergências e deformações na seção do túnel.
- Clinômetros e Inclinômetros: Para medir inclinações e deslocamentos no maciço e das edificações lindeiras.
- Tassômetros: Para avaliação de recalques profundos.
- INA's: Para avaliação do nível de água subterrânea.
- Piezômetros: Para medir pressões de água e controlar o nível de água subterrânea.
- Marcos Superficiais: Para monitoramento de recalques e deslocamentos na superfície.

As leituras desses instrumentos eram registradas em sistemas dedicados, como o SACI, do Metrô, e o

GENIO na empresa instrumentadora, que possibilitavam o acompanhamento das movimentações do maciço, edificações lindeiras e questões relacionadas ao regime das águas em tempo real pelas equipes do consórcio construtor, fiscalização do Metrô e ATO.

7.2 Análise e Tomada de Decisões

Os dados coletados eram tratados e analisados durante reuniões semanais da equipe ATO. Nessas reuniões, as informações serviam de base para:

- Avaliar a segurança e estabilidade das escavações.
- Tomar decisões rápidas e efetivas, assegurando a continuidade do trabalho com segurança.
- Planejar intervenções e mitigar problemas potenciais, garantindo que deformações, recalques e pressões permanecessem dentro dos limites projetados.

Esse processo sistemático permitiu a detecção precoce de problemas e a aplicação de soluções técnicas em tempo hábil, contribuindo para a segurança e eficiência das obras.

7.3 Benefícios do Monitoramento

A implementação de um monitoramento estruturado e integrado trouxe vantagens significativas, incluindo:

- Agilidade na tomada de decisões: A análise rápida dos dados permitiu intervenções eficazes.
- Mitigação de riscos: Problemas potenciais foram identificados e corrigidos antes de comprometer a segurança.

Garantia de conformidade com os projetos executivos:

- Ajustes e melhorias eram realizados com base nos dados reais de campo.

Maior segurança nas operações:

- A precisão do monitoramento minimizou os riscos de acidentes e instabilidades.

8 ACOMPANHAMENTO GEOTÉCNICO (INSTRUMENTAÇÃO)

Poço

A escavação do poço ocorreu entre 20/09/2021 e 24/03/2022, Ocorreram pequenas movimentações de convergência, onde as seções mais deformadas foram as dos primeiro e segundo níveis, chegando a 25 mm de convergência. Essa convergência, em um diâmetro

de 34,40 m representam uma deformação de 0,07 % nesta região com espessura de parede de 20 cm. As seções do terceiro ao sexto nível tiveram convergência máxima da ordem de 13 mm, para os diâmetros seguintes de 37,35 m e 40,00 m, representam deformação aproximada de 0,03 % com paredes variando de 40 cm a 60 cm de espessura.

Os recalques superficiais nesta fase atingiram o recalque máximo de 34,10 mm, onde podemos ver na *figura 9* a seguir, a bacia de recalques até a data de conclusão da escavação do poço (24/03/2022).



Figura 9. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação do poço.

Túnel de ligação

Após a conclusão do poço (revestimento primário e laje de trabalho), foi embocado o túnel de ligação em 11/04/2022. Na *figura 10* abaixo são indicadas as áreas das seções parcializadas.

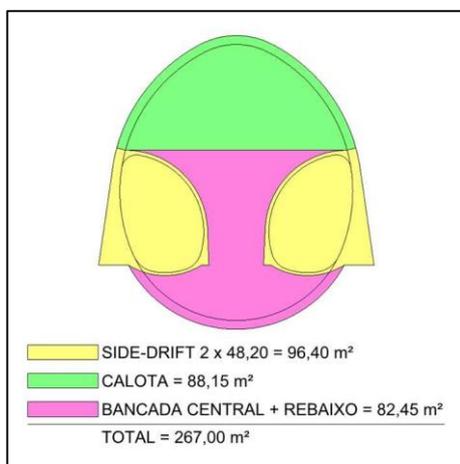


Figura 10. Áreas de escavação do túnel de ligação.

Para escavação dos sides drifts foi necessária a defasagem entre os sides drifts de 15m entre as duas frentes de escavação de forma a mitigar os recalques.

Após o emboque dos sides drifts do túnel de ligação, foi possível notar, através das leituras das

instrumentações, o efeito de ovalização do poço. A *figura 11* exemplifica o sentido da movimentação, na sequência, os gráficos das *figuras de 12 a 14*, retirados do S.A.C.I. (Sistema de Acompanhamento e Controle Interativo de Instrumentação), das seções de convergência instaladas entre o anel de borda do poço, e a abóboda do túnel de ligação, indicando convergência entre os pontos MR-2 e MR-4 e divergência entre os pontos MR-1 e MR-3, onde a linha vertical vermelha indica a data de emboque do túnel de ligação.

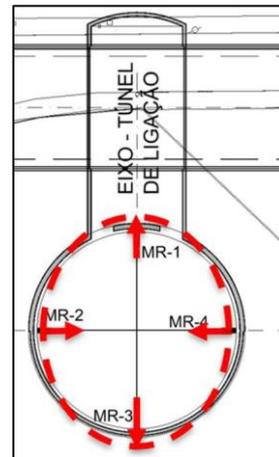
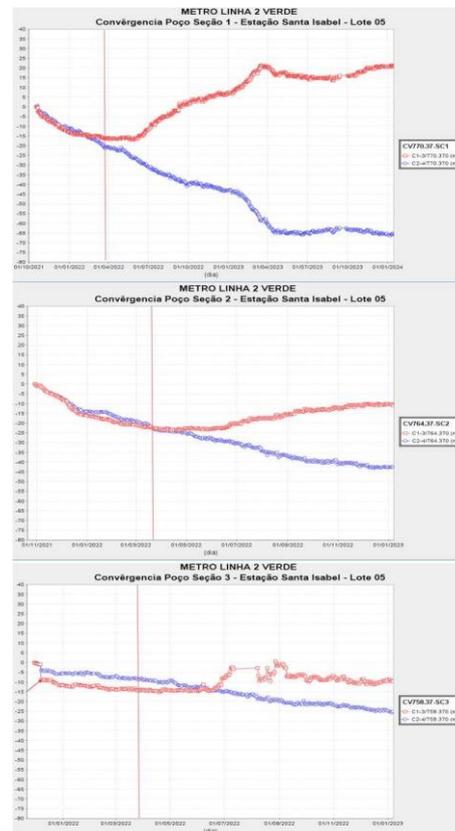


Figura 11. Esquemático de movimentação do poço após emboque do túnel de ligação.



Figuras 12 a 14. Gráficos do S.A.C.I. das seções de convergência do poço.

No projeto executivo foi previsto recalque máximo de 55,0 mm na fase da escavação do túnel de ligação. Nas instrumentações do túnel de ligação mais próximas ao poço, o recalque acumulado foi de 86,6 mm (no MS-01 da Seção 1 túnel de ligação) ao término do túnel de ligação. Realizando a subtração do recalque da etapa de escavação do poço para este mesmo instrumento (30,1 mm), o resultado obtido para o efeito da escavação deste túnel é de 56,5 mm, valor muito aderente ao previsto em projeto.

A *figura 15* apresenta a bacia de recalque até a data de término da escavação do túnel de ligação (30/12/2022). A região indicada como recalques maiores que 75,00 mm coincide com região de tratamento de emboque, onde também ocorreu reforço na região do poço, superior à calota do túnel de ligação com colunas de CCPH.



Figura 15. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação do túnel de ligação.

Túnel de plataforma

O projeto executivo em sua revisão aprovada inicialmente apresentava a previsão da escavação do túnel de plataforma com a seguinte parcialização:

- dois sides drifts;
- calota;
- bancada central e
- rebaixo / arco invertido definitivo (A.I.D.).

Abaixo *figura 16* com a parcialização inicial.

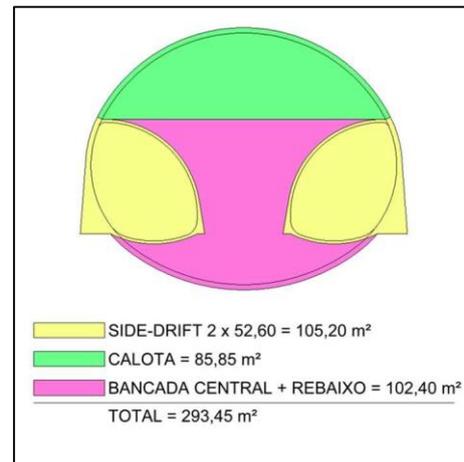


Figura 16. Áreas de escavação do túnel de plataforma com a parcialização inicial.

Porém tendo em vista a proximidade da obra com edifícios lindeiros, em tecido urbano e sob a avenida Guilherme Giorgi, e grande seção da calota com 88,85 m², com o objetivo de mitigar recalques foi incluído no projeto executivo mais uma parcialização denominada de Túnel Piloto destacado em azul na *figura 17*. De tal forma as parcializações ficaram conforme a seguir:

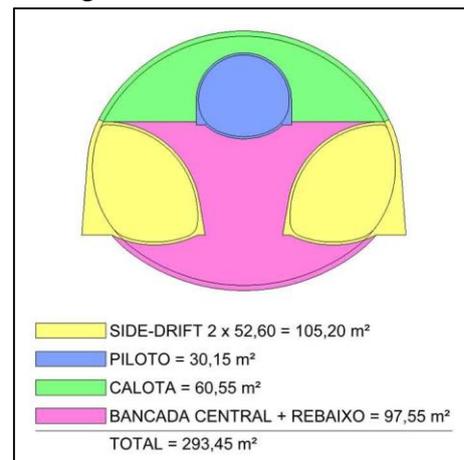


Figura 17. Áreas de escavação do túnel de plataforma.

8.3.1 Sides drifts

Durante a execução dos sides drifts, a principal região de concentração de recalques foi junto ao túnel de ligação, superando os 110 mm máximos previstos no projeto executivo. Contudo, descontando-se os recalques das fases anteriores de cerca de 84,60 mm (poço e túnel de ligação), o recalque devido somente à escavação dos sides drifts teve seu máximo em 61,30 mm.

Na *figura 18* é apresentada a bacia de recalques após a conclusão de escavação dos sides drifts do túnel de estação (plataforma), onde a concentração de recalques ainda se encontra muito próxima ao túnel de ligação.

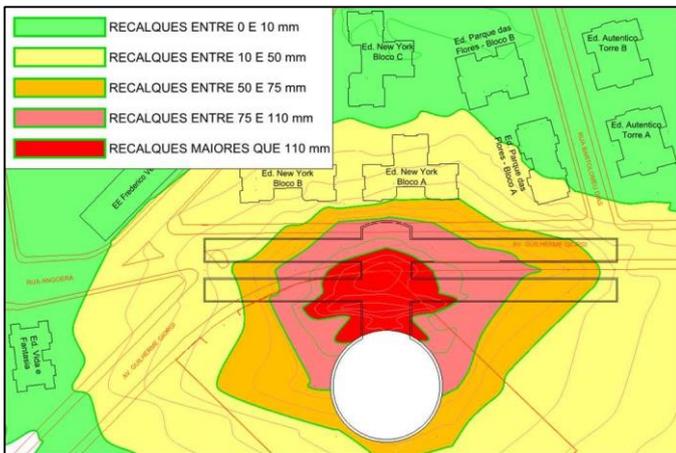


Figura 18. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação dos sides drifts do túnel de plataforma.

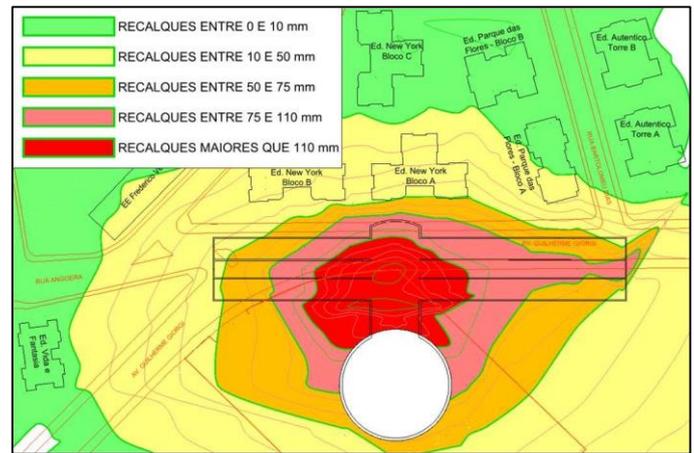


Figura 19. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação do túnel piloto.

8.3.2 Túnel piloto

Durante o decorrer da obra, foi decidido realizar um túnel piloto na região da calota para aumentar a segurança das escavações, diminuindo a seção de escavação da calota e em consequência mitigando recalques, os recalques durante as escavações do Túnel Piloto foram irrelevantes.

Nesta fase de escavação, já nas últimas cambotas do túnel sentido norte, houve um capelamento. Nesta região foram executadas enfilagens tubulares como tratamento de teto, visto que no mapeamento de frente anterior ao tratamento, foi encontrado material argiloso (3Ag2) na região da calota, porém, acima da calota era uma região de transição com camada arenosa (3Ar2).

Após a estabilização do capelamento foram executados tratamentos com C.C.P.H. na região acima da calota, para consolidar a camada de areia que não constava nos mapeamentos.

Na planta de isorecalques da *figura 19* é possível notar o aumento da área com recalque maior que 75 mm por cerca de 25 m para trás da frente de escavação, devido ao capelamento.

8.3.3 Calota

Após a conclusão do túnel piloto, foi iniciada a execução da calota, onde o maior recalque atingido foi de 199,40 mm.

Posterior à conclusão da calota, foi realizado um estudo separando os recalques no eixo do túnel nos dias de escavação e tratamento.

Com esses dados foi possível notar que os recalques ocorridos durante os tratamentos foram superiores aos recalques causados pela escavação em si.

A tabela 2 apresenta o comparativo dos recalques de escavação para o túnel de plataforma sul, e a tabela 3 para o norte. Em destaque nas tabelas consta onde o recalque foi maior em cada seção.

	MS1 - Seção 1		MS1 - Seção 2		MS1 - Seção 3		MS1 - Seção 4	
	recalque (mm)	%						
Escavação	-5,2	45,6	-17,3	58,4	-15,8	43,1	-11,9	36,1
Tratamento	-6,2	54,4	-12,3	41,6	-20,9	56,9	-21,1	63,9
Total	-11,4		-29,6		-36,7		-33,0	

Tabela 2. Comparativo dos recalques Tratamento x Escavação – Túnel Plataforma Sul.

	MS1 - Seção 6		MS1 - Seção 7		MS1 - Seção 8		MS1 - Seção 9		MS1 - Seção 10	
	recalque (mm)	%	recalque (mm)	%						
Escavação	-15,6	37,1	-23,2	41,0	-14,9	25,3	-17,2	29,1	-11,2	27,7
Tratamento	-26,5	62,9	-33,4	59,0	-44,1	74,7	-42,0	70,9	-29,2	72,3
Total	-42,1		-56,6		-59,0		-59,2		-40,4	

Tabela 3. Comparativo dos recalques Tratamento x Escavação – Túnel Plataforma Norte.

A *figura 20* apresenta a planta de isorecalques após o término da escavação da calota.

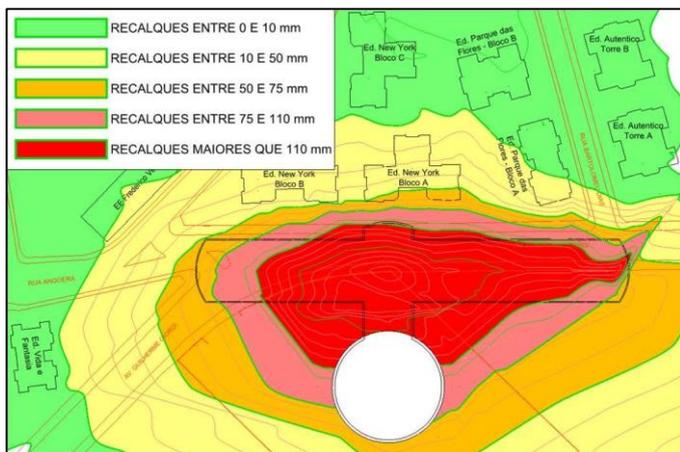


Figura 20. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação da calota.

8.3.4 Bancada central e rebaixo

A etapa de rebaixo contempla a escavação da bancada central e A.I.D. (arco invertido definitivo) foi concluída em 01/11/2024 com recalque máximo de 214,70 mm.

A diferença desta etapa para a anterior não foi tão significativa quando comparado às etapas anteriores, conforme é possível ver na *figura 21*.

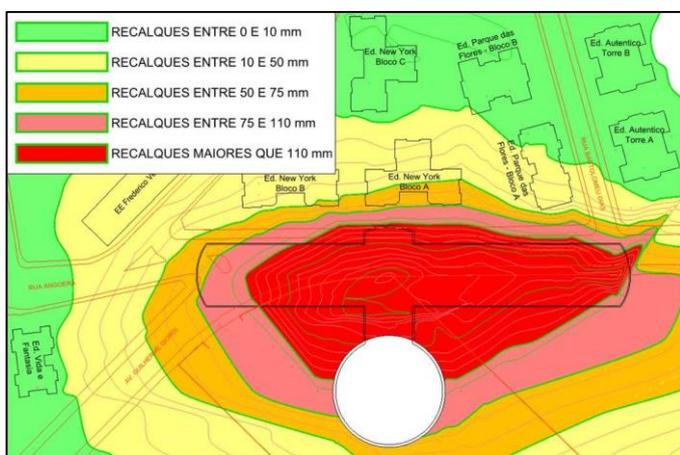


Figura 21. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão da bancada central e do AID.

9 COMPARATIVO DOS RECALQUES POR FASE

As figuras deste artigo referentes às bacias de recalque foram elaboradas a partir da interpolação dos pontos de recalque medidos diariamente pela instrumentadora.

Com esses arquivos foi possível elaborar a tabela 4 a seguir, onde constam os recalques e volumes para as diferentes etapas.

Poço	Túnel de Ligação	Túnel de plataforma				Total
		Sides-drifts	Piloto	Calota	Bancada + A.I.D.	
0,00018	0,00056	0,00041	0,00014	0,00033	0,00027	0,00188
9,47%	29,83%	21,90%	7,26%	17,29%	14,25%	100%

Tabela 4. Recalques em volume (m³) após a conclusão de cada etapa.

No registro dos recalques está englobado não somente a perda de solo decorrente das escavações, mas também os efeitos do rebaixamento do poço e tuneis, e os recalques devido execução dos tratamentos.

10 CONCLUSÃO

A combinação de instrumentação com diferentes níveis de instrumentos trazendo informações diversas, análise sistemática dos dados e interação constante entre projetistas, executores e fiscalização garantiu a segurança e o sucesso das escavações pelo método NATM. A abordagem multidisciplinar e a tomada de decisões fundamentadas foram essenciais para mitigar riscos e otimizar a execução do projeto.

A ovalização do poço durante a etapa de emboque dos sides drifts indica descarregamento na casca do poço na região do emboque, quando o solo passa a arquear no túnel em si.

A etapa de tratamento tem papel fundamental para mitigação dos riscos de deslocamentos locais, que podem evoluir para uma ruptura global. Porém, deve-se tomar os cuidados para evitar o aceleração dos recalques, como utilização de perfurações com ar (quando possível), ou mesmo com menor circulação de água; e o controle adequado das pressões de injeção.

Os recalques totais nas fases de escavação dos túneis de ligação (29,83 %) e túnel de plataforma (60,70 %) não são proporcionais às áreas das seções escavadas (267,00 m² e 293,45 m², respectivamente).

11 REFERÊNCIAS

- Gurgueira, M.D., 2013. Correlação de Dados Geológicos e Geotécnicos na Bacia de São Paulo. Dissertação de Mestrado. IGC-USP, São Paulo, 80 p.
- Riccomini, C., 1989. O Rifte Continental do Sudeste do Brasil. Instituto de Geociências, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 256 p.
- HASUI, Y., Carneiro, C.D.R. & Coimbra, A.M., 1975. The Ribeira Fold Belt. Revista Brasileira de Geociências, 5(4), p. 257-266.

Escavação em solos sedimentares formação São Paulo (Terciário) e Embasamento Cristalino (Pré-Cambriano)

Rafael Gomes Lamas Otero, Paulo Henrique de Souza Silva & Ana Flávia de Campos Righini
Consórcio Construtor Metrô Linha 2 Verde, São Paulo, Brasil

Daniel Agra
Companhia do Metropolitano de São Paulo METRO, São Paulo, Brasil

Denis Vicente Perez Vallejos
Vallejos Engenharia Ltd, Belo Horizonte, Brasil

Flávio Rogério da Silva
Maubertec Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: A Estação Santa Isabel, parte do projeto de extensão da Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo, que ligará a estação Vila Prudente à Penha, composta por um poço, um túnel de ligação e um túnel de plataforma escavado em side drift, piloto, calota, e rebaixo, partindo do túnel de ligação, foi escavada pelo método NATM, em região de geologia formada pelas Formações São Paulo (Terciário) e Embasamento Cristalino (Pré-Cambriano). Neste artigo serão apresentados dados gerais das fases de escavação do poço e túnel de ligação, e maiores detalhes da escavação do túnel de estação.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, a rede metroriária da cidade de São Paulo é composta por 6 linhas, totalizando 104,4 km de extensão e 91 estações, por onde passam mais de 5 milhões de passageiros diariamente. (Metrô São Paulo, 2024).

A Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo é constituída pelo trecho compreendido entre as estações Vila Madalena e Vila Prudente, com uma extensão total de aproximadamente 14,7 quilômetros (Metrô São Paulo, 2024), e será ampliada até a Penha, onde fará conexão com a Linha 3-Vermelha.

Ao todo, 1,2 milhão de pessoas serão beneficiadas com 8 novas estações (vide *figura 1* abaixo).

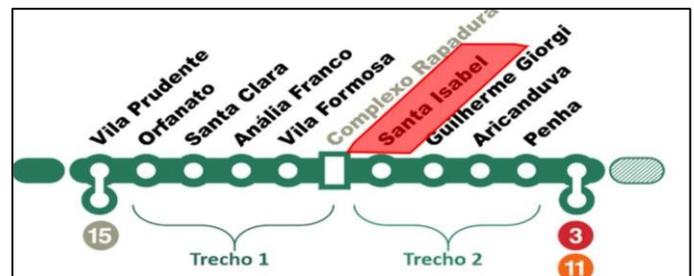


Figura 1. Mapa da expansão da Linha 2 – Verde. Em destaque estação Santa Isabel.

O canteiro de obras da estação Santa Isabel da Linha 2 - Verde do Metrô de São Paulo, está localizado na Av. Guilherme Giorgi, 1017, no bairro Jardim Têxtil na zona leste da cidade de São Paulo. Abaixo é apresentada na *figura 2* a foto aérea do canteiro de obras.



Figura 2. Foto do canteiro de obras da Estação Santa Isabel imerso em tecido urbano.

Destaca-se na foto aérea do canteiro de obras da futura estação Santa Isabel a proximidade das obras com os edifícios vizinhos, que impõe durante as obras de escavações a necessidade da busca de soluções inovadoras para mitigar impactos principalmente tendo em vista os recalques impostos pelas atividades oriundas das escavações.

As escavações da futura estação Santa Isabel apresentam desafios significativos, que demandaram estudos geotécnicos mais aprofundados em comparação ao padrão usual na região metropolitana de São Paulo. Entre os fatores que contribuem para essa complexidade estão: o emboque dos túneis utilizando poço e túnel de ligação com revestimento primário, a escavação em solos residuais, as grandes seções das áreas escavadas e a proximidade com edifícios vizinhos.

Diante desses desafios, este artigo tem como objetivo apresentar informações detalhadas sobre as técnicas e soluções empregadas nas escavações dessa obra, destacando as medidas adotadas para garantir a segurança das estruturas no entorno, das próprias escavações e, também, dos trabalhadores, mesmo em cenários adversos como os mencionados além de apresentar informações técnicas que possam contribuir com projetos e obras futuras que estejam inseridas em contextos semelhantes.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA

A Estação Santa Isabel está inserida no contexto da Bacia Sedimentar de São Paulo, que por sua vez integra o Rift Continental do Sudeste do Brasil (RICCOMINI, 1989). Por conta disso, a sedimentação de depósitos de leques aluviais associados à planície aluvial com sedimentos lacustres foi condicionada tectonicamente por essa herança (GURGUEIRA, 2013). Abaixo desta bacia, encontra-se o embasamento, formado por terrenos

metamórficos policíclicos associados ao Cinturão de Dobramentos Ribeira (HASUI *et al.*, 1975).

A Estação Santa Isabel, por conta deste contexto, se situa numa região ímpar para escavação em relação as demais estações da Linha 2, por se situar num alto estrutural que coloca o embasamento em cotas elevadas (Figura 3). O basculamento tectônico resultante ocasionou uma discordância erosiva, colocando a Formação São Paulo em contato direto com o embasamento (não há ocorrência no local da escavação de sedimentos intermediários típicos da Formação Resende). A discordância angular litoestratigráfica também é observada, enquanto na Formação São Paulo o acamamento é sub-horizontal nas camadas, no Complexo Embu, o mergulho da foliação gira em torno de 65° (Figura 6).

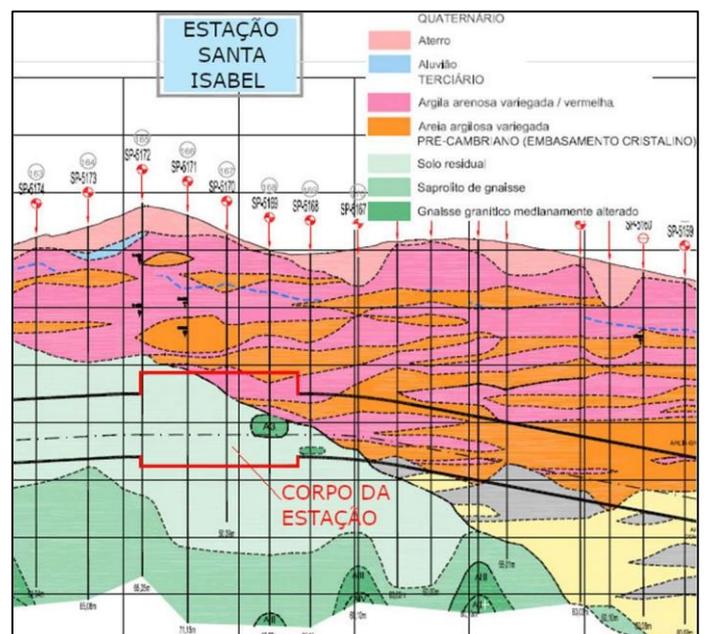


Figura 3 – Trecho extraído e adaptado do perfil básico da ampliação da Linha 2, na região da Estação Santa Isabel.

Na região escavada, a Formação São Paulo compreendeu camadas argilosas, plásticas, de coloração roxa, alternadas com camadas argilo-arenosas a areno-argilosas, em geral avermelhadas, podendo também serem amareladas ou esbranquiçadas (Figura 4). Também há ocorrência de delgadas crostas lateríticas, bem como de siltitos e argilitos finamente laminados.



Figura 4 – Feição típica da Formação São Paulo observada no túnel piloto do túnel de plataforma norte.

Já o embasamento, representado pelo Complexo Embu (Figura 5), encerra como rocha principal o gnaiss, em geral milonitizado próximo ao contato com a Formação São Paulo (Figura 6), com ocorrência também de micaxistos e milonitos subordinadamente. Bolsões de argila verde com característica de expansividade indicam a possibilidade de metassomatismo na rocha por alteração hidrotermal. Este contato litoestratigráfico entre a Formação São Paulo e o Complexo Embu nem sempre ocorre por discordância litológica ou por falhamento, mas também com perturbação e interdigitação entre as litologias.



Figura 5 – Feição típica apresentada pelo Complexo Embu (pré-Cambriano), no túnel piloto do túnel de plataforma sul.

Na figura 6, lado direito do núcleo, na base da escavação, observa-se indício de alteração hidrotermal (material esverdeado).



Figura 6 – Contato observado entre a Formação São Paulo (superior), com o Complexo Embu (inferior). Foto tirada no side drift direito do túnel de plataforma norte.

No lado direito do núcleo, na base da escavação, observa-se indício de alteração hidrotermal (material esverdeado).

3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A obra teve três fases macro de escavações, composta por poço, túnel de ligação e túnel de estação, abaixo estão apresentadas as principais:

- 1ª etapa: Poço, com diâmetro variável entre 34,00 m e 37,00 m e 40,00 m de profundidade;
- 2º etapa: Túnel de ligação com largura total de 18,45 m, 19,80 m de altura e 35,65 m de extensão;
- 3º etapa: Túnel de plataforma com 56,70 m sentido sul e 72,80 m sentido norte, altura de 17,50 m e 21,75 m de largura.

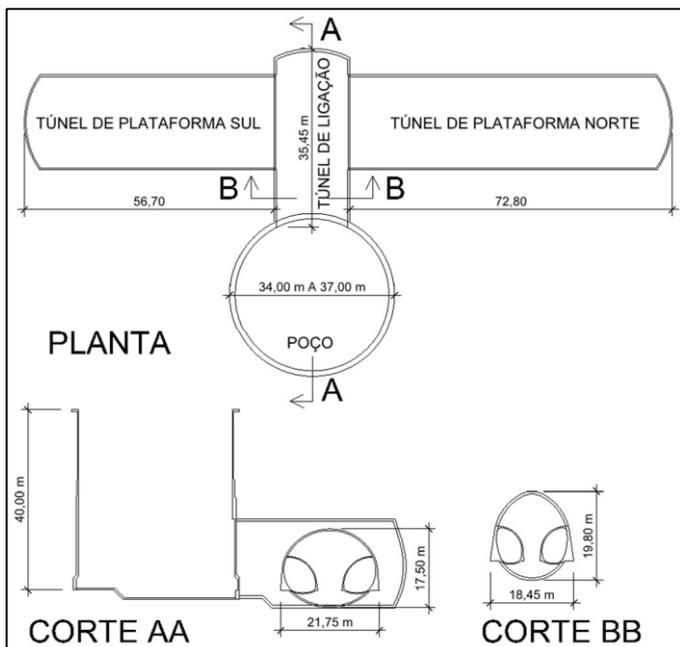


Figura 7. Croqui esquemático da geometria da obra.



Figura 8. Layout da estação Santa Isabel composta por poço, túnel de ligação e túnel de estação.

4 CONDICIONAMENTO DO SOLO

As escavações dos túneis ocorreram predominantemente no maciço de solo residual, com siltes apresentando algumas vezes comportamento deslocante, evitados (ou diminuídos) com drenagem adequada. A drenagem adequada foi fundamental para conter os processos de deslocamentos e evitar sua progressão, o que poderia formar cavidades ou capelas com grandes dimensões, também foi verificado que como medida adicional de proteção a necessidade de aplicação de banho de concreto projetado de 3cm de espessura em todo o maciço escavado, previamente a instalação de cada cambota, este serviço teve como principal medida evitar a

perda de umidade do maciço evitando assim deslocamentos.

Adicionalmente, para impedir o deslocamento de grandes porções de solo do teto ou da frente de avanço, foram realizadas enfilagens tubulares injetadas com manchetses em materiais predominantemente argilosos e / ou colunas de CCPH no contorno da calota para materiais com comportamento arenoso. As definições do tratamento de solo estavam previstas nos projetos executivos aprovados, contudo as definições com objetivo de aumentar a segurança foram feitas com base nos mapeamentos de solo realizados a cada avanço de escavação pela equipe de ATO da projetista.

Para conter os deslocamentos de frente foram executadas pregagens de barras de fibra de vidro instaladas em furos preenchidos com calda de cimento e executadas manchetses a cada 1 metro.

5 PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS DE ESCAVAÇÃO

As escavações foram realizadas em etapas de avanço de 0,80 m. Após dado o banho de concreto projetado em toda a frente escavada a cada avanço, foram instaladas cambotas treliçadas de aço CA-50, seguidas da aplicação de concreto projetado usinado com fck de 30 MPa. Destaca-se a elevada resistência inicial do concreto projetado, que deveria atingir 10 MPa em 10 horas. Tal desempenho foi alcançado principalmente pela utilização de cimento CP V-ARI e de aditivos aceleradores de pega, além da adoção de traços de concreto adequados.

O controle tecnológico do concreto foi conduzido rigorosamente, em conformidade com as especificações técnicas da contratante. Em todos os caminhões betoneira, foram verificados temperatura e abatimento do tronco de cone (slump), além da extração de corpos de prova para avaliar a adequação dos parâmetros. Esse processo foi acompanhado por laboratório contratado, pela equipe de qualidade do consórcio construtor e pela equipe de fiscalização. Os resultados foram periodicamente reportados aos consultores especializados em concreto e à equipe projetista, garantindo a conformidade com as especificações técnicas.

Sempre que necessário, foram implementadas correções imediatas para assegurar a segurança das escavações e manter a produtividade do processo. Como exemplos podemos citar alterações nos tratamentos ou complemento na drenagem, a depender das condições geológicas mapeadas pela equipe de ATO.

O ciclo de escavação incluía 9 avanços de escavação, totalizando 7,20m com parada para tratamento de solo e drenagem do maciço. Nas parcializações que incluíam execuções de arcos invertidos, também a distância máxima entre a frente de escavação e o fechamento do arco invertido não ultrapassou 7,20m ou 9 avanços, de forma aumentar a segurança sempre que possível ainda está distância foi diminuída. Cuidado importante também adotado é de sempre que ao terminar a escavação o concreto usinado já estar na obra não permitindo início de deslocamento do solo por grande tempo de exposição do maciço e perda umidade.

Durante todo o período das escavações foram deixados materiais de contingenciamento já definidos em projetos que frequentemente eram fiscalizados para verificar se estavam adequados ao uso entre estes continham sacos de rafia com areia para contenção em caso de deslocamentos ou capelamentos, saco de concreto projetado via seca, telas de aço, materiais para realização de drenos, cones para fechamento das ruas fitas zebradas entre outros.

A tabela 1 a seguir indica os índices de produtividade durante a obra.

Tabela de Produtividade Média - Escavação de Poço e Túneis e Solos da Formação São Paulo e Embasamento Cristalino

Elemento	Data de Início	Data de Término	Duração (dias)	Comprimento (m)	Produtividade Média: Escavação + Revest. Primário (m/dia)
Poço	20/09/2021	24/03/2022	186,00	40,00	0,22
Túnel de Ligação	11/04/2022	30/12/2022	264,00	35,65	0,14
Túnel de Corpo de Estação	02/01/2023	01/11/2024	670,00	129,50	0,19

Tabela 1. Índices de produtividade.

6 REBAIXAMENTO

6.1 Poço

O rebaixamento do lençol freático foi executado, conforme premissas de projeto, por PBS's (poços de bombeamento submersos) em todo o entorno do Poço de Acesso da estação e na região do emboque do túnel de ligação, para minimizar risco de ocorrência de fluxo de água com carreamento de material arenoso para dentro poço e minimizar também o empuxo hidrostático atuante nas paredes do poço da estação.

Ou seja, retirar a água subterrânea do maciço a fim de melhorar as condições da escavação, de reduzir as pressões hidrostáticas que atuam nas estruturas e permitindo a sua execução com maior segurança.

Os PBS's foram executados com diâmetro de perfuração de 40 cm e foram instalados tubos de 20 cm de diâmetro, lisos no trecho da superfície até a profundidade do nível d'água e tubos filtros ranhurados a partir desta cota até pouco abaixo da cota de fundo da escavação.

O espaço anelar da perfuração foi preenchido com material granular filtrante e a retirada d'água é feita através de bombas submersas instaladas no fundo do poço, cuja sua operação é individual com acionamento automático e controle na superfície além de contar com hidrômetros para controle do volume de água retirado diariamente.

6.2 Túneis

Nos trechos de escavação em maciço de solo residual abaixo do nível d'água, face ao comportamento deslocante deste material, foram utilizados regularmente ao longo da escavação drenos horizontais profundos a vácuo (DHP's) e ponteiros filtrantes, a fim de reduzir a pressão de água que diminui o "stand-up time" do maciço.

Mesmo nos trechos de escavação onde os drenos não retiravam vazões significativas de água do maciço, foi importante manter o sistema de drenagem à vácuo ativo, pois foram criados pontos de pressão negativa fazendo com que a água migrasse para esses pontos. De tal forma, o solo junto à frente de escavação passou a se comportar como se estivesse acima do nível d'água, melhorando o "stand-up time" e em consequência trazendo aumento da segurança das escavações.

7 MONITORAMENTO PARA SEGURANÇA DAS ESCAVAÇÕES

O monitoramento da segurança durante as escavações foi estruturado por meio de rotinas de leitura das instrumentações internas e externas, conforme definido pelos projetistas e aferido pela equipe de Acompanhamento Técnico de Obras (ATO) e fiscalização. Essas leituras, realizadas geralmente com frequência diária, eram complementadas por reuniões específicas para análise das informações relacionadas aos projetos executivos e à produção, além de reuniões regulares de ATO com frequência semanal.

Principais Aspectos Monitorados nas Reuniões Instrumentações:

- Análise dos dados obtidos com os instrumentos instalados para monitoramento das deformações e estabilidade do maciço.
- Verificação se os valores medidos permanecem dentro dos limites estabelecidos pelo projeto.

Necessidade de Alterações em Projetos Executivos:

- Reavaliação do projeto baseada no comportamento dos instrumentos.
- Análise do comportamento da frente de escavação com base nas informações trazidas

pela equipe de ATO através do mapeamento de solo nos trechos escavados.

Soluções para Condicionamento do Maciço:

- Identificação de reforços adicionais necessários, como injeções, tratamentos adicionais e até aumento da espessura do concreto projetado.

Qualidade do Concreto Projetado:

- Avaliação das características do concreto, garantindo que atenda aos parâmetros de resistência e espessura previstos.

Drenagem e Controle da Água Subterrânea:

- Revisão e acompanhamento das soluções de drenagem implantadas.
- Garantia de que as pressões hidrostáticas estejam controladas para evitar instabilidades.

Interação com Projetistas e Executores:

Nas reuniões é importante a discussão de ajustes necessários com os projetistas para assegurar o alinhamento entre o projeto e as condições reais encontradas no campo.

Contratação de Consultores Especializados:

Durante a escavação de túneis NATM é fundamental o apoio de uma equipe técnica especializada na metodologia NATM para orientar decisões críticas e análises de segurança das escavações foram contratados especialistas brasileiros na área para apoiar as equipes aumentando a segurança das atividades.

7.1 Instrumentações Utilizadas

Para o monitoramento, foram instalados os seguintes instrumentos, cobrindo aspectos internos e externos das escavações:

- Marcos Reflexivos: Para monitoramento de convergências e deformações na seção do túnel.
- Clinômetros e Inclinômetros: Para medir inclinações e deslocamentos no maciço e das edificações lindeiras.
- Tassômetros: Para avaliação de recalques profundos.
- INA's: Para avaliação do nível de água subterrânea.
- Piezômetros: Para medir pressões de água e controlar o nível de água subterrânea.
- Marcos Superficiais: Para monitoramento de recalques e deslocamentos na superfície.

As leituras desses instrumentos eram registradas em sistemas dedicados, como o SACI, do Metrô, e o

GENIO na empresa instrumentadora, que possibilitavam o acompanhamento das movimentações do maciço, edificações lindeiras e questões relacionadas ao regime das águas em tempo real pelas equipes do consórcio construtor, fiscalização do Metrô e ATO.

7.2 Análise e Tomada de Decisões

Os dados coletados eram tratados e analisados durante reuniões semanais da equipe ATO. Nessas reuniões, as informações serviam de base para:

- Avaliar a segurança e estabilidade das escavações.
- Tomar decisões rápidas e efetivas, assegurando a continuidade do trabalho com segurança.
- Planejar intervenções e mitigar problemas potenciais, garantindo que deformações, recalques e pressões permanecessem dentro dos limites projetados.

Esse processo sistemático permitiu a detecção precoce de problemas e a aplicação de soluções técnicas em tempo hábil, contribuindo para a segurança e eficiência das obras.

7.3 Benefícios do Monitoramento

A implementação de um monitoramento estruturado e integrado trouxe vantagens significativas, incluindo:

- Agilidade na tomada de decisões: A análise rápida dos dados permitiu intervenções eficazes.
- Mitigação de riscos: Problemas potenciais foram identificados e corrigidos antes de comprometer a segurança.

Garantia de conformidade com os projetos executivos:

- Ajustes e melhorias eram realizados com base nos dados reais de campo.

Maior segurança nas operações:

- A precisão do monitoramento minimizou os riscos de acidentes e instabilidades.

8 ACOMPANHAMENTO GEOTÉCNICO (INSTRUMENTAÇÃO)

8.1 Poço

A escavação do poço ocorreu entre 20/09/2021 e 24/03/2022, Ocorreram pequenas movimentações de convergência, onde as seções mais deformadas foram as dos primeiro e segundo níveis, chegando a 25 mm de convergência. Essa convergência, em um diâmetro

de 34,40 m representam uma deformação de 0,07 % nesta região com espessura de parede de 20 cm. As seções do terceiro ao sexto nível tiveram convergência máxima da ordem de 13 mm, para os diâmetros seguintes de 37,35 m e 40,00 m, representam deformação aproximada de 0,03 % com paredes variando de 40 cm a 60 cm de espessura.

Os recalques superficiais nesta fase atingiram o recalque máximo de 34,10 mm, onde podemos ver na *figura 9* a seguir, a bacia de recalques até a data de conclusão da escavação do poço (24/03/2022).



Figura 9. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação do poço.

8.2 Túnel de ligação

Após a conclusão do poço (revestimento primário e laje de trabalho), foi embocado o túnel de ligação em 11/04/2022. Na *figura 10* abaixo são indicadas as áreas das seções parcializadas.

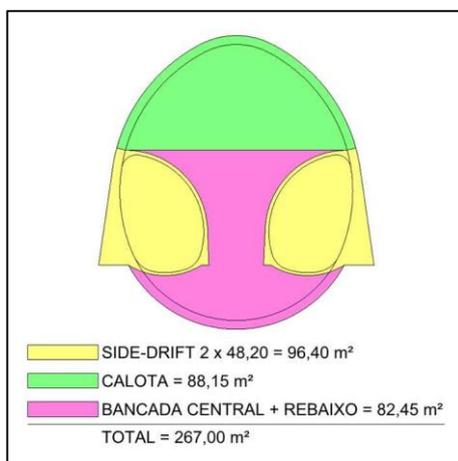


Figura 10. Áreas de escavação do túnel de ligação.

Para escavação dos sides drifts foi necessária a defasagem entre os sides drifts de 15m entre as duas frentes de escavação de forma a mitigar os recalques.

Após o emboque dos sides drifts do túnel de ligação, foi possível notar, através das leituras das

instrumentações, o efeito de ovalização do poço. A *figura 11* exemplifica o sentido da movimentação, na sequência, os gráficos das *figuras de 12 a 14*, retirados do S.A.C.I. (Sistema de Acompanhamento e Controle Interativo de Instrumentação), das seções de convergência instaladas entre o anel de borda do poço, e a abóboda do túnel de ligação, indicando convergência entre os pontos MR-2 e MR-4 e divergência entre os pontos MR-1 e MR-3, onde a linha vertical vermelha indica a data de emboque do túnel de ligação.

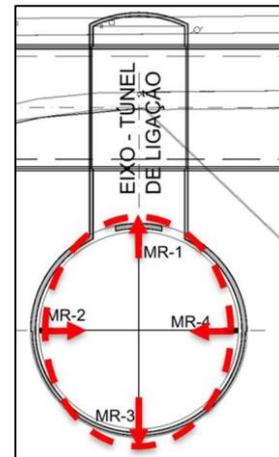
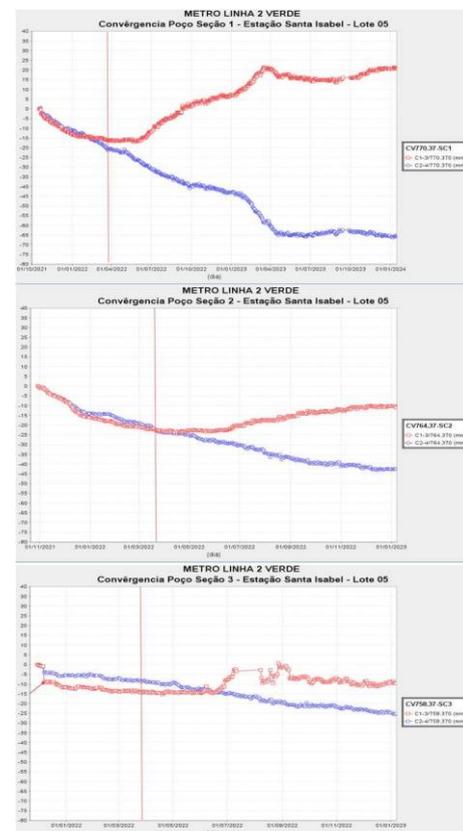


Figura 11. Esquemático de movimentação do poço após emboque do túnel de ligação.



Figuras 12 a 14. Gráficos do S.A.C.I. das seções de convergência do poço.

No projeto executivo foi previsto recalque máximo de 55,0 mm na fase da escavação do túnel de ligação. Nas instrumentações do túnel de ligação mais próximas ao poço, o recalque acumulado foi de 86,6 mm (no MS-01 da Seção 1 túnel de ligação) ao término do túnel de ligação. Realizando a subtração do recalque da etapa de escavação do poço para este mesmo instrumento (30,1 mm), o resultado obtido para o efeito da escavação deste túnel é de 56,5 mm, valor muito aderente ao previsto em projeto.

A figura 15 apresenta a bacia de recalque até a data de término da escavação do túnel de ligação (30/12/2022). A região indicada como recalques maiores que 75,00 mm coincide com região de tratamento de emboque, onde também ocorreu reforço na região do poço, superior à calota do túnel de ligação com colunas de CCPH.



Figura 15. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação do túnel de ligação.

8.3 Túnel de plataforma

O projeto executivo em sua revisão aprovada inicialmente apresentava a previsão da escavação do túnel de plataforma com a seguinte parcialização:

- dois sides drifts;
- calota;
- bancada central e
- rebaixo / arco invertido definitivo (A.I.D.).

Abaixo figura 16 com a parcialização inicial.

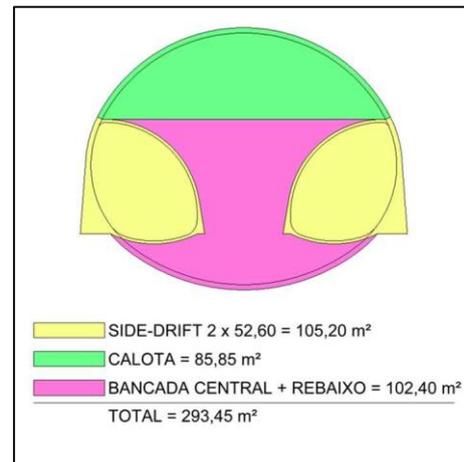


Figura 16. Áreas de escavação do túnel de plataforma com a parcialização inicial.

Porém tendo em vista a proximidade da obra com edifícios lindeiros, em tecido urbano e sob a avenida Guilherme Giorgi, e grande seção da calota com 88,85 m², com o objetivo de mitigar recalques foi incluído no projeto executivo mais uma parcialização denominada de Túnel Piloto destacado em azul na figura 17. De tal forma as parcializações ficaram conforme a seguir:

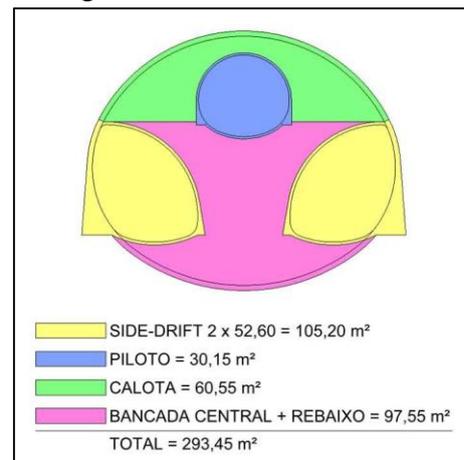


Figura 17. Áreas de escavação do túnel de plataforma.

Sides drifts

Durante a execução dos sides drifts, a principal região de concentração de recalques foi junto ao túnel de ligação, superando os 110 mm máximos previstos no projeto executivo. Contudo, descontando-se os recalques das fases anteriores de cerca de 84,60 mm (poço e túnel de ligação), o recalque devido somente à escavação dos sides drifts teve seu máximo em 61,30 mm.

Na figura 18 é apresentada a bacia de recalques após a conclusão de escavação dos sides drifts do túnel de estação (plataforma), onde a concentração de recalques ainda se encontra muito próxima ao túnel de ligação.

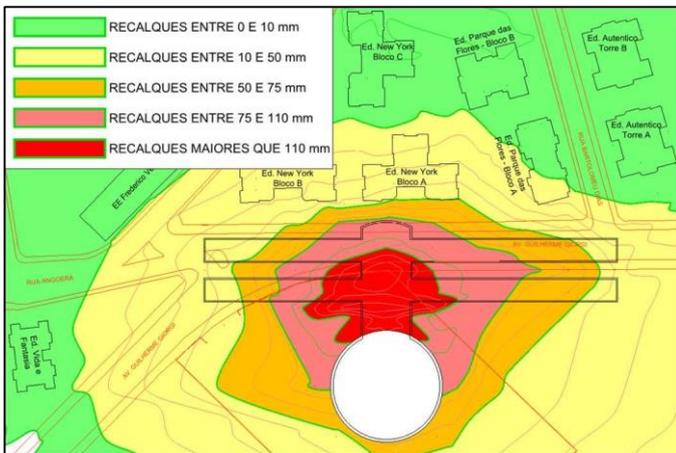


Figura 18. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação dos sides drifts do túnel de plataforma.

Túnel piloto

Durante o decorrer da obra, foi decidido realizar um túnel piloto na região da calota para aumentar a segurança das escavações, diminuindo a seção de escavação da calota e em consequência mitigando recalques, os recalques durante as escavações do Túnel Piloto foram irrelevantes.

Nesta fase de escavação, já nas últimas cambotas do túnel sentido norte, houve um capelamento. Nesta região foram executadas enfilagens tubulares como tratamento de teto, visto que no mapeamento de frente anterior ao tratamento, foi encontrado material argiloso (3Ag2) na região da calota, porém, acima da calota era uma região de transição com camada arenosa (3Ar2).

Após a estabilização do capelamento foram executados tratamentos com C.C.P.H. na região acima da calota, para consolidar a camada de areia que não constava nos mapeamentos.

Na planta de isorecalques da *figura 19* é possível notar o aumento da área com recalque maior que 75 mm por cerca de 25 m para trás da frente de escavação, devido ao capelamento.

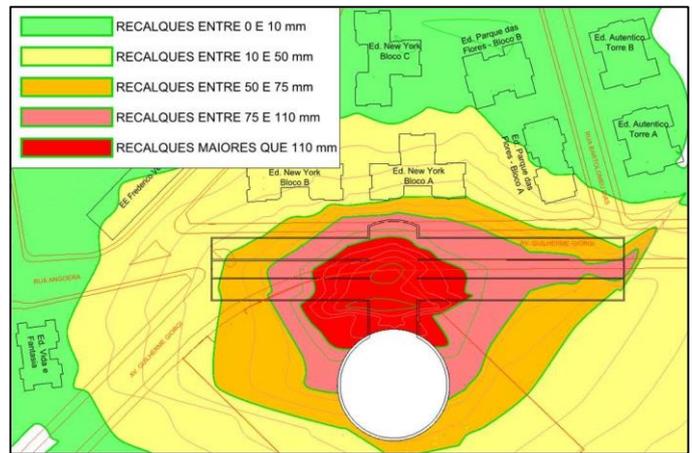


Figura 19. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação do túnel piloto.

Calota

Após a conclusão do túnel piloto, foi iniciada a execução da calota, onde o maior recalque atingido foi de 199,40 mm.

Posterior à conclusão da calota, foi realizado um estudo separando os recalques no eixo do túnel nos dias de escavação e tratamento.

Com esses dados foi possível notar que os recalques ocorridos durante os tratamentos foram superiores aos recalques causados pela escavação em si.

A tabela 2 apresenta o comparativo dos recalques de escavação para o túnel de plataforma sul, e a tabela 3 para o norte. Em destaque nas tabelas consta onde o recalque foi maior em cada seção.

	MS1 - Seção 1		MS1 - Seção 2		MS1 - Seção 3		MS1 - Seção 4	
	recalque (mm)	%						
Escavação	-5,2	45,6	-17,3	58,4	-15,8	43,1	-11,9	36,1
Tratamento	-6,2	54,4	-12,3	41,6	-20,9	56,9	-21,1	63,9
Total	-11,4		-29,6		-36,7		-33,0	

Tabela 2. Comparativo dos recalques Tratamento x Escavação – Túnel Plataforma Sul.

	MS1 - Seção 6		MS1 - Seção 7		MS1 - Seção 8		MS1 - Seção 9		MS1 - Seção 10	
	recalque (mm)	%	recalque (mm)	%						
Escavação	-15,6	37,1	-23,2	41,0	-14,9	25,3	-17,2	29,1	-11,2	27,7
Tratamento	-26,5	62,9	-33,4	59,0	-44,1	74,7	-42,0	70,9	-29,2	72,3
Total	-42,1		-56,6		-59,0		-59,2		-40,4	

Tabela 3. Comparativo dos recalques Tratamento x Escavação – Túnel Plataforma Norte.

A *figura 20* apresenta a planta de isorecalques após o término da escavação da calota.

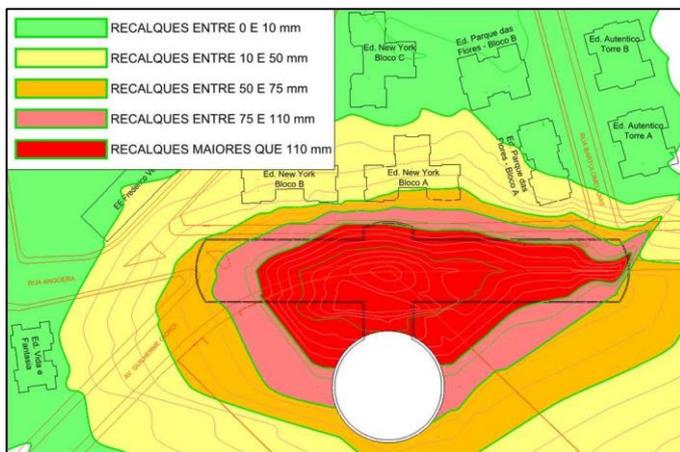


Figura 20. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão de escavação da calota.

Bancada central e rebaixo

A etapa de rebaixo contempla a escavação da bancada central e A.I.D. (arco invertido definitivo) foi concluída em 01/11/2024 com recalque máximo de 214,70 mm.

A diferença desta etapa para a anterior não foi tão significativa quando comparado às etapas anteriores, conforme é possível ver na *figura 21*.

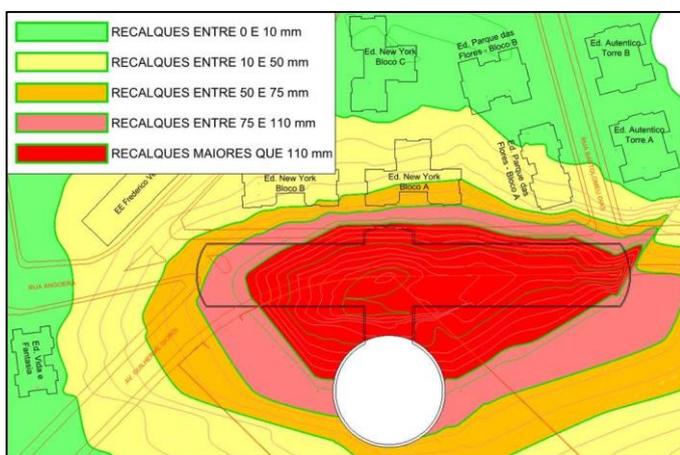


Figura 21. Bacia de recalques com os dados de instrumentação até a data de conclusão da bancada central e do AID.

9 COMPARATIVO DOS RECALQUES POR FASE

As figuras deste artigo referentes às bacias de recalque foram elaboradas a partir da interpolação dos pontos de recalque medidos diariamente pela instrumentadora.

Com esses arquivos foi possível elaborar a tabela 4 a seguir, onde constam os recalques e volumes para as diferentes etapas.

Poço	Túnel de Ligação	Túnel de plataforma				Total
		Sides-drifts	Piloto	Calota	Bancada + A.I.D.	
0,00018	0,00056	0,00041	0,00014	0,00033	0,00027	0,00188
9,47%	29,83%	21,90%	7,26%	17,29%	14,25%	100%

Tabela 4. Recalques em volume (m^3) após a conclusão de cada etapa.

No registro dos recalques está englobado não somente a perda de solo decorrente das escavações, mas também os efeitos do rebaixamento do poço e tuneis, e os recalques devido execução dos tratamentos.

10 CONCLUSÃO

A combinação de instrumentação com diferentes níveis de instrumentos trazendo informações diversas, análise sistemática dos dados e interação constante entre projetistas, executores e fiscalização garantiu a segurança e o sucesso das escavações pelo método NATM. A abordagem multidisciplinar e a tomada de decisões fundamentadas foram essenciais para mitigar riscos e otimizar a execução do projeto.

A ovalização do poço durante a etapa de emboque dos sides drifts indica descarregamento na casca do poço na região do emboque, quando o solo passa a arquear no túnel em si.

A etapa de tratamento tem papel fundamental para mitigação dos riscos de deslocamentos locais, que podem evoluir para uma ruptura global. Porém, deve-se tomar os cuidados para evitar o aceleração dos recalques, como utilização de perfurações com ar (quando possível), ou mesmo com menor circulação de água; e o controle adequado das pressões de injeção.

Os recalques totais nas fases de escavação dos túneis de ligação (29,83 %) e túnel de plataforma (60,70 %) não são proporcionais às áreas das seções escavadas (267,00 m^2 e 293,45 m^2 , respectivamente).

11 REFERÊNCIAS

- Gurgueira, M.D., 2013. Correlação de Dados Geológicos e Geotécnicos na Bacia de São Paulo. Dissertação de Mestrado. IGC-USP, São Paulo, 80 p.
- Riccomini, C., 1989. O Rifte Continental do Sudeste do Brasil. Instituto de Geociências, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 256 p.
- HASUI, Y., Carneiro, C.D.R. & Coimbra, A.M., 1975. The Ribeira Fold Belt. Revista Brasileira de Geociências, 5(4), p. 257-266.

Análise comparativa de cunhas previstas e identificadas em um túnel de adução

I. Pipper, M. Arruda Silva, A. Rizzi Kuzjman & J. Monteiro Garcez Duarte
G5 Engenharia, Curitiba, Brasil

RESUMO: Durante a escavação de túneis em maciços rochosos é imprescindível a realização do mapeamento geológico-geotécnico da frente escavada, de forma a identificar as principais condições geomecânicas do maciço e as direções principais das descontinuidades. Com base no mapeamento, podem ser estimadas as dimensões das potenciais cunhas de ruptura, o que permite a verificação do fator de segurança mínimo requerido do tratamento de suporte a ser adotado. Este trabalho tem como objetivo comparar as cunhas potencialmente instáveis previstas por meio de mapeamento geológico e modelagem, com o caso de uma ruptura que foi identificada após o esvaziamento de um túnel de adução. Com base nos dados obtidos, foi avaliado que as cunhas potencialmente instáveis coincidem com as rupturas identificadas no túnel, sendo possível avaliar que a aplicação de tratamentos de suporte, na época da construção do túnel, poderia ter evitado a queda de blocos e consequentemente a formação de “capelas” na estrutura.

1 INTRODUÇÃO

No projeto executivo de escavações subterrâneas, os tratamentos de suporte a serem aplicados são previstos com base na interpretação dos resultados das investigações geológico-geotécnicas, como as sondagens rotativas, e nas correlações com as classificações geomecânicas, como por exemplo, o índice Q de Barton & Grimstad (1993) e o sistema RMR de Bieniawski (1989), além de análises por meio de modelagem numérica.

Já durante a obra, é por meio do mapeamento geológico-geotécnico das frentes de escavação que são identificadas as reais condições geomecânicas do maciço rochoso e os tratamentos de suporte previstos são ajustados a estas condições. Com base nas principais descontinuidades podem ser estimadas as dimensões das potenciais cunhas instáveis que podem ocorrer no interior do túnel. De modo a garantir a estabilidade dos blocos previstos, devem ser corretamente dimensionados os tratamentos de suporte necessários.

Assim, este trabalho tem como objetivo comparar as cunhas instáveis, que poderiam ter sido estimadas por meio do mapeamento geológico da frente escavada e da identificação das atitudes das principais famílias de descontinuidades, com as “capelas” (desmoronamentos do teto) que foram identificadas após o esvaziamento de um túnel de adução de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH).

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

A PCH em questão está localizada no estado do Espírito Santo e apresenta em seu arranjo uma barragem e vertedouro de soleira livre em concreto convencional (CCV), com circuito de geração composto por tomada d’água, túnel de adução com extensão de 6,2 km, casa de força subterrânea e túnel de fuga com extensão de 0,8 km (Figura 1).

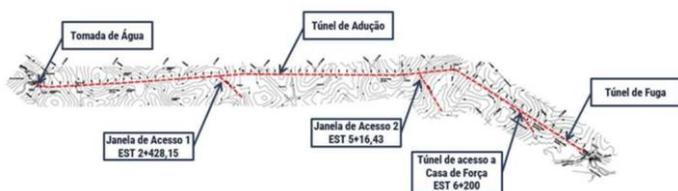


Figura 1. Arranjo geral do circuito de geração subterrâneo.

2.1 Túnel de adução

O túnel de adução, objeto de estudo desse trabalho, é um túnel escavado por explosivos pelo método denominado *drill-and-blast* inteiramente em rocha, classificada majoritariamente como um granito-gnaiss de boa qualidade geomecânica, com predomínio de maciço Classe I segundo a classificação RMR (Bieniawski, 1989). O túnel apresenta uma seção transversal de projeto em arco retângulo de 4,0 x 4,0 m. Durante a escavação do túnel, foram executadas duas janelas de acesso, localizadas na est. 119 (km 2,38 a partir da tomada d'água, Janela 1) e est. 250 (km 5,00, Janela 2), de 320 m e 100 m de comprimento, respectivamente (Figura 2).



Figura 2. Localização das janelas de acesso e capelas.

Ao longo da extensão do túnel foram escavados 2 *rock traps*, valas para retenção de detritos e sedimentos grossos carregados pelo fluxo, conformados por uma escavação adicional localizada no piso do túnel, sem revestimento, com comprimento de 12,5 m e profundidade de 1,0 m, nos quais foi observado grande acúmulo de lama durante as inspeções.

A estrutura apresenta aproximadamente 6,2 km de extensão e inclinação variável, iniciando em torno de 6,3% da tomada d'água até a Janela 1. Entre a Janela 1 e o *Rock trap* 1 (est. 139, km 2,78) a inclinação é de aproximadamente 13,4%, a partir disso, a inclinação do túnel diminui para 1,39% até atingir 0% próximo ao *Rock trap* 2, localizado imediatamente a montante do conduto forçado (est. 307, km 6,15).

2.2 Histórico do empreendimento

A PCH iniciou suas operações no ano de 2007 e, após uma breve parada com esvaziamento para resolução de um problema nas válvulas das unidades geradoras em 2007-2008, as operações foram retomadas e a

usina operou sem ocorrências adversas até 2020. Observa-se que após o primeiro esvaziamento não foi realizada uma inspeção do túnel de adução.

Em setembro de 2020, o túnel foi esvaziado para realização de uma manutenção na Casa de Força. Nesta oportunidade, foi realizada a inspeção do túnel de adução, em que foram observados em alguns trechos *overbreaks* (sobre-escavações) e *underbreaks* (subescavações) em relação à seção de projeto (Figura 3). Além dessas ocorrências de menor monta, foi identificada a necessidade de intervenções antes de seu reenchimento, devido ao acúmulo de material no piso, a presença de zonas de falhas e/ou fraturas expostas, formações de “capelas” devido a desmoronamentos localizados do teto do túnel, deslocamentos e danos no piso de concreto.



Figura 3. Exemplo da geometria efetiva de escavação do túnel observada após o esvaziamento (seção est. 252).

As obras de recuperação do túnel de adução tiveram início no mês de março de 2021. A sistemática das obras de recuperação do túnel incluiu a realização sistemática de bate-choco das superfícies escavadas, seguido de mapeamento geológico, o qual foi utilizado para indicar os tratamentos necessários ao longo do túnel.

Com isso, o túnel de adução foi totalmente mapeado e foram identificados 19 trechos, com extensão total de 225 m, incluindo-se nestes as regiões com “capelas”, classificados como maciços das Classes RMR III e IV (Bieniawski, 1989), com necessidade de execução de tratamentos de suporte com aplicação de concreto projetado com fibra metálica, concreto projetado com tela metálica Q-138 e instalação de malha de chumbadores, o que evidenciou a falta de tratamentos concomitantes ao avanço das escavações na época da execução do túnel.

2.3 Geologia

No mapa geológico do estado do Espírito Santo (Figura 4), é possível constatar a presença de importantes zonas de cisalhamento e de feições

indicativas de ocorrência de falhas transcorrentes de direção NW-SE. Também foram mapeadas no local de implantação do túnel de adução, por meio de interpretação de imagens de satélite, lineamentos estruturais de direção NE-SW.

As falhas transcorrentes indicadas no mapa, estão relacionadas ao lineamento Piúma, de direção N50°W, que apresenta uma extensão de 70 km. As descontinuidades associadas a esse lineamento apresentam mergulho preferencialmente para SW (Lourenço *et al.*, 2016).

Com relação às unidades litológicas, o túnel atravessa as rochas do estágio pré a sin-orogênicos do Orógeno Araçuai, denominados Ortognaisse Estrela e Ortognaisse Santa Helena, descritos como maciços predominantemente metaluminosos, calcialcalinos, tipo I, geralmente estirados formando corpos alongados.

Associadas às falhas transcorrentes na porção sul da área de estudo, estão as rochas da Supersuíte Santa Angélica, descritas como gabro (Córrego Santo Amaro), migmatito (Ribeirão São João) e granito (Ribeirão Estrela).

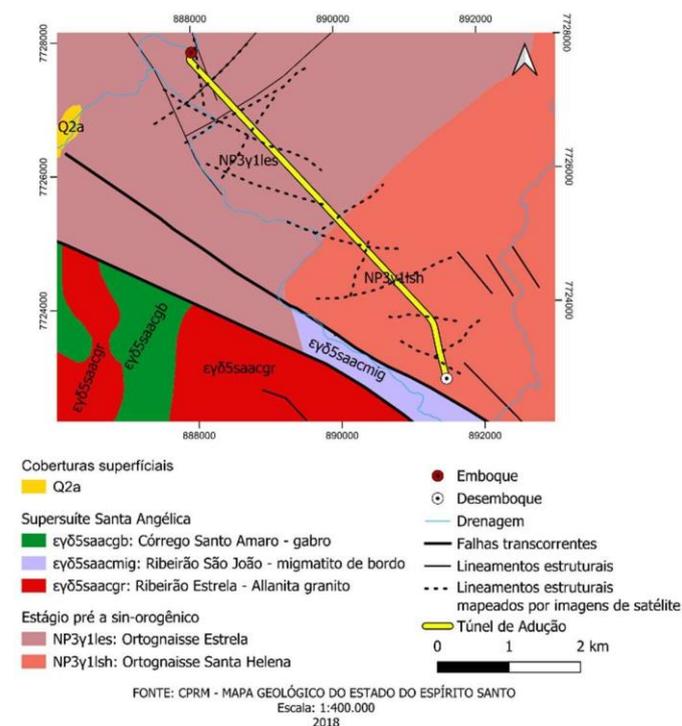


Figura 4. Mapa geológico local com os principais lineamentos identificados ao longo do traçado do túnel de adução.

Com base nas inspeções de campo realizadas durante as obras de recuperação do túnel de adução, o maciço do túnel auxiliar da Janela 1 apresenta composição granito-gnáissica com mineralogia composta predominantemente por quartzo, biotita e feldspato, com a foliação subvertical, por vezes paralela à escavação do túnel. Foi identificada apenas a

presença pontual de fraturas fechadas e sem preenchimento ao longo dessa estrutura.

O maciço rochoso presente na Janela 2 também apresenta composição predominantemente granito-gnáissica com mineralogia composta por quartzo, biotita e feldspato. Foram observados ao longo de todo o trecho veios de quartzo e feldspato, além de fraturas sub-horizontais, com planos desfavoráveis na região do teto. Além disso, pontos com fluxo de água constante também foram observados.

Já o maciço rochoso presente ao longo do túnel de adução foi descrito como um granitóide, com variação litológica entre granito e gnaiss com ocorrência de intrusões pegmatíticas, diques, associações carbonáticas e brechas. Ao longo do túnel, foram identificadas estruturas geológicas classificadas como fraturas e/ou falhas com alto grau de mergulho que cortam perpendicularmente a seção do túnel, sendo estas abertas, fechadas, com ou sem preenchimento.

2.4 Tratamentos aplicados durante a obra de recuperação do túnel

Inicialmente, de forma sistemática para garantir a segurança da mão de obra envolvida nos trabalhos, foi realizada a execução criteriosa de bate-choco manual e mecanizado, seguido do mapeamento geológico-geotécnico de toda a extensão do túnel. Em particular, foram mapeados 3 pontos com significativos desmoronamentos no teto do túnel (“capelas”), devidos à presença de conjuntos de falhas e/ou fraturas. Essas “capelas” possuíam larguras maiores que 0,5 m e profundidades maiores que 1,0 m.

A primeira “capela” foi identificada na estaca 28 (0,56 km no sentido do fluxo) e apresentou abertura em torno de 0,4 m e profundidade estimada em aproximadamente 2,0 m. A segunda “capela” foi identificada na estaca 224 (4,48 km no sentido do fluxo) e apresentava profundidade máxima de 7,0 m, abertura de 0,7 m no teto do túnel e largura máxima de 1,2 m. No interior desta capela foram observados blocos de rocha suportados pelas faces das paredes. Já a terceira “capela” foi identificada na estaca 283 (5,66 km no sentido do fluxo) e apresenta profundidade de aproximadamente 3,7 m e abertura aproximada de 2,2 m no teto do túnel (Figura 5).



Figura 5. “Capela” identificada na estaca 283+13.

No geral, os tratamentos preconizados para as classes de maciço III e IV segundo a classificação RMR (Bieniawski, 1989) foram aplicados no projeto executivo da recuperação do túnel, elaborado considerando o critério de Barton & Grimstad (1993), em que se atribuiu intervalos do índice Q de qualidade do maciço para cada classe, conforme descrito:

- Classe I: $Q > 10$
- Classe II: $3 < Q < 10$
- Classe III: $0,7 < Q < 3$
- Classe IV: $0,1 < Q < 0,7$
- Classe V: $0,01 < Q < 0,1$

Para a classe III, o projeto indicou a execução de tratamento sistemático com chumbadores de no mínimo 3,0 m, malha 2,0 x 2,0 m e concreto projetado com fibra metálica com espessura de 7 cm. Já em relação a classe IV, foram previstos chumbadores sistemáticos com malha 1,7 x 1,7 m e concreto projetado com espessura de 10 cm e tela metálica (Q-138). Ressalta-se que para os trechos classificados em maciço Classe I e II não foram aplicados tratamentos durante a recuperação do túnel.

3 METODOLOGIA

Para a análise comparativa entre as cunhas previstas e as “capelas” identificadas após o esvaziamento do túnel de adução, foi selecionada a capela 3, identificada na est. 283+13, sendo essa a de maior dimensão. Na análise foi considerada, de forma simplificada, uma direção única para o trecho do túnel, com azimute de 138° em relação ao norte geográfico.

Inicialmente, foram compiladas todas as atitudes dos planos de juntas, fraturas e de foliações que foram mapeados ao longo do túnel por meio de uma bússola geológica tipo *Brunton*. No total foram obtidas 614 medidas, as quais foram inseridas no estereograma de projeção polar de hemisfério sul com o auxílio do *software Dips*, da *Rocscience*, para visualização das

concentrações dos polos. Com base nessas concentrações, foram definidas 8 famílias principais de descontinuidades.

A partir disso, no *software Unwedge*, também da *Rocscience*, analisaram-se todas as combinações possíveis entre as famílias de descontinuidades identificadas, de forma a avaliar a potencial formação de cunhas, suas dimensões e o fator de segurança resultante.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

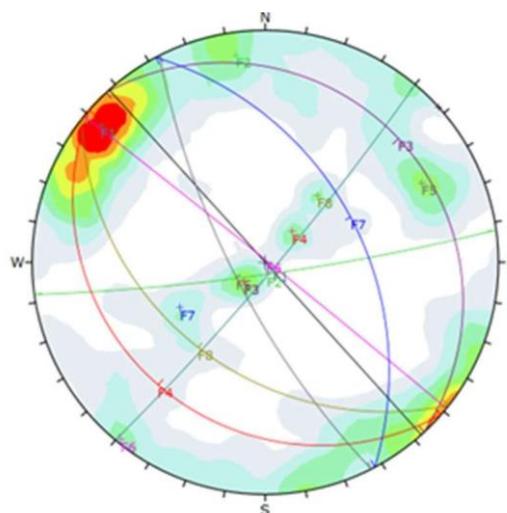
Os resultados e discussões obtidos a partir da metodologia aplicada são apresentados na sequência.

4.1 Estereograma

A Figura 6 apresenta o estereograma obtido para o túnel de adução, em destaque estão os polos dos 8 planos das principais famílias de descontinuidades definidas. As atitudes desses planos são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Principais famílias de descontinuidades identificadas pelo mapeamento de campo e respectivas atitudes.

Família	Direção de mergulho/Mergulho
F1	130/85
F2	172/84
F3	47/14
F4	221/20
F5	243/74
F6	39/89
F7	62/45
F8	218/40



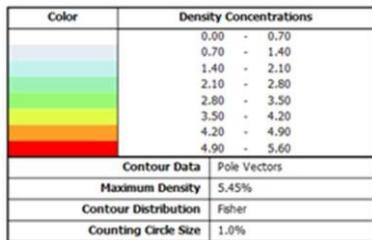


Figura 6. Estereograma com indicação dos polos das principais famílias mapeadas ao longo do traçado do Túnel de Adução.

No geral, a maior parte das famílias das descontinuidades mapeadas apresentam direção NW-SE (F3 a F8) e com mergulho preferencial SW (F4, F5 e F8), o que coincide com as zonas de cisalhamento identificadas no mapa geológico regional (Figura 4) descrito anteriormente. Todavia, também são identificadas famílias de direção NE-SW (F1) e direção W-E (F2), as quais também podem ser associadas aos lineamentos estruturais mapeados por meio de imagens de satélite. Portanto, é possível afirmar que o túnel de adução tem influência de zonas de falhas transcorrentes regionais e de zonas de falhas com direção NE-SW e W-E locais com alto ângulo de mergulho a subverticais, que por vezes são paralelas às foliações e ao bandamento gnáissico da rocha.

4.2 Análise cinemática – Dips

Entre os tipos de ruptura que são avaliados nas análises cinemáticas, para o presente caso apenas a ruptura em cunha é representativa. As cunhas, que são identificadas a partir da intersecção entre os planos das famílias de descontinuidades são apresentadas na Figura 7, sendo definidas 8 intersecções críticas em A (parede da direita hidráulica do túnel) e 5 intersecções críticas em B (parede da esquerda hidráulica do túnel).

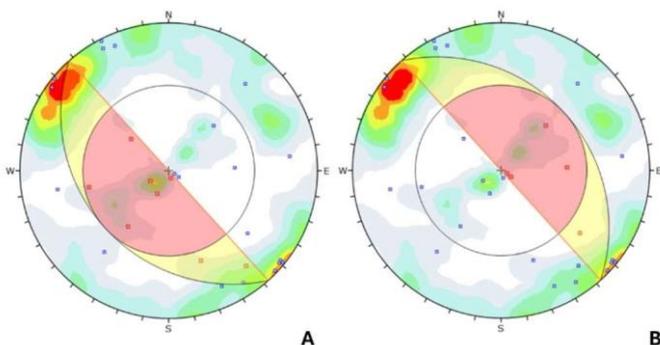


Figura 7. Análise cinemática para rupturas em cunha.

Dentre essas intersecções críticas, 3 combinações (Figura 8) apresentaram características, como atitudes, profundidade e volume, semelhantes ao observado na “capela” 3 da estaca 283+13.

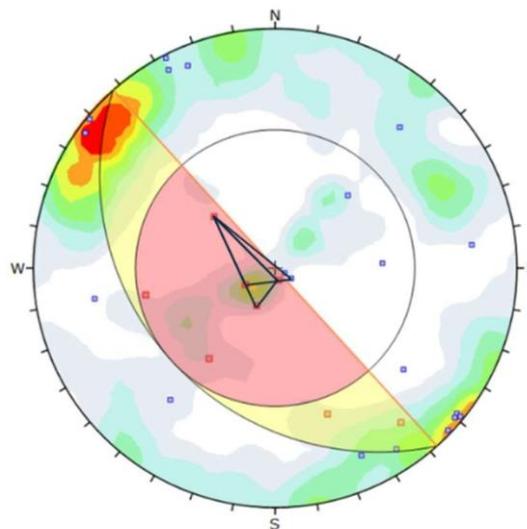


Figura 8. Cunhas com características similares a capela 3.

4.3 Análise de cunhas – Unwedge

As análises das cunhas no *software Unwedge*, resultaram em 56 combinações totais entre as principais famílias de descontinuidades definidas a partir dos estereogramas.

Utilizou-se como parâmetros de resistência das descontinuidades valores obtidos a partir da literatura para rochas classificadas como gnaiesses (Cruz, 1996), uma vez que não foram realizados ensaios para obtenção destes parâmetros durante o desenvolvimento do projeto de recuperação do túnel de adução.

Dessa forma, o peso específico da rocha, ângulo de atrito, coesão e rugosidade das descontinuidades que foram adotados são indicados na Tabela 2. Destaca-se que para o parâmetro de rugosidade considerou-se a pior condição, ou seja, descontinuidade com face lisa.

Tabela 2. Parâmetros utilizados nas análises no *Unwedge*.

y (kN/m ³)	Parâmetros da descontinuidade		
	ϕ (°)	c (kPa)	Rugosidade (°)
25	30	5	0

A partir das 56 combinações, foi possível obter as características de todas as cunhas possíveis de serem formadas, como volume, comprimento, posição da cunha em relação a seção do túnel e o fator de segurança.

Obteve-se uma quantidade significativa de cunhas com fator de segurança abaixo de 1, porém, a maioria destas apresentaram um volume próximo ou inferior a 1,0 m³. Estas cunhas com pequeno volume provavelmente colapsaram durante o avanço das escavações ou durante a execução do bate-choco,

portanto, são irrelevantes para o estudo e foram desconsideradas.

Com ênfase nas cunhas com volume próximo ou maior que $10,0 \text{ m}^3$, obteve-se uma grande variação dos fatores de segurança. Essas variações podem estar associadas não somente às diferenças dos reais parâmetros de resistência da rocha e das descontinuidades com os adotados nas análises, mas também devido a influência da tensão de confinamento do maciço rochoso não afetado pela escavação com explosivos, o qual não foi considerado nas análises de forma conservadora, e que deve contribuir para o fator de segurança.

A combinação entre as famílias F1, F2 e F6 apresentou a geometria mais representativa da cunha formada na estaca 283+13, com aproximadamente 13,0 m de extensão, volume de $20,0 \text{ m}^3$ e fator de segurança menor que 1. O fator de segurança real da cunha deveria ser superior, mas próximo da unidade, conforme já relatado anteriormente devido a tensão de confinamento do maciço rochoso que não foi considerada na análise.

Conforme já descrito, durante a escavação do túnel de adução não foi instalado nenhum tipo de tratamento de suporte na rocha, sendo que tampouco foi realizado mapeamento geológico sistemático das frentes de escavação que pudesse balizar análises cinemáticas e modelagens de cunha de ruptura.

Além disso, no mapeamento geológico realizado durante as obras de recuperação do túnel foi identificado que o trecho da “capela” em análise apresentava descontinuidades com preenchimento composto por material argiloso, o qual provavelmente ao longo da operação do túnel foi removido pela percolação da água. Essa condição pode ter criado aberturas nas descontinuidades que delimitam os blocos instáveis, que promoveram a diminuição dos parâmetros de resistência destas e, conseqüentemente, a diminuição do fator de segurança real da cunha, culminando no colapso do teto. Ressalta-se que esse mesmo processo pode ter ocorrido para as demais “capelas” identificadas ao longo do túnel de adução.

4.4 Aplicação de tratamento de suporte na estaca 283+13

O tratamento executado durante as obras de recuperação do túnel consistiu em aplicação, na região da capela, de concreto projetado com fibra metálica de 15 cm de espessura e chumbadores sistemáticos com 3,0 m de comprimento em malha de $1,7 \times 1,7 \text{ m}$ e com capacidade de 180 kN.

Em contrapartida, de forma a complementar as análises comparativas, aplicou-se nos cálculos para a cunha formada pelas famílias F1, F2 e F6 um tratamento típico de maciço rochoso classe IV (conforme projeto executivo de recuperação do túnel), a fim de verificar se o tratamento sistemático estimado seria suficiente para atingir o fator de segurança requerido na condição permanente, conforme apresentado na Figura 9.

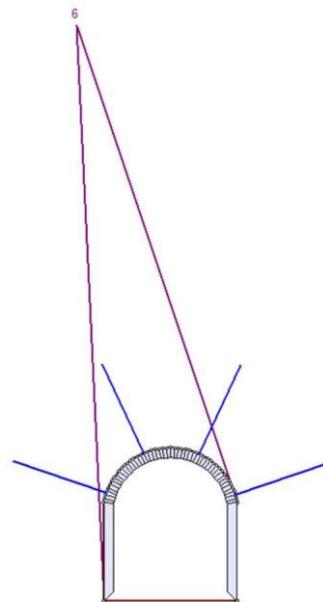


Figura 9. Tratamento sistemático previsto para Classe IV no projeto executivo de recuperação do túnel.

O tratamento para a classe IV consistiu na aplicação de concreto projetado com fibras de 10 cm de espessura, resistência de 25 MPa, além da aplicação de chumbadores sistemáticos de 25 mm de diâmetro com capacidade de 180 kN, 3,0 m de comprimento e em malha $1,70 \times 1,70 \text{ m}$.

Como resultado, obteve-se um fator de segurança significativamente maior do que o mínimo necessário para a condição permanente. Logo, a execução tempestiva de tratamento concomitante com a escavação do túnel, definido com base em mapeamento e classificação da rocha presente no local provavelmente teria prevenido a formação das “capelas” no teto do túnel de adução da PCH.

5 CONCLUSÕES

A partir do mapeamento geológico-geotécnico realizado durante as obras de recuperação do túnel de adução foi possível identificar 8 famílias principais de descontinuidades, que foram associadas por meio de análises cinemáticas à formação de potenciais cunhas instáveis. Estas cunhas potencialmente instáveis poderiam ter sido previstas na época da escavação do túnel, caso tivesse sido realizado o mapeamento sistemático durante as escavações da estrutura.

Com relação à análise comparativa de cunhas previstas e identificadas em campo, nas análises cinemáticas foram identificadas 3 cunhas principais que apresentavam geometria semelhante à “capela” formada na est. 283+13. Sendo a cunha formada pelas famílias F1, F2 e F6 considerada como a mais representativa.

Esta cunha apresentou fator de segurança abaixo de 1 nas análises cinemáticas elaboradas, sendo identificada a necessidade de tratamento da cunha para a obtenção do fator de segurança mínimo requerido para a condição permanente. Ressalta-se, todavia, que o fator de segurança real da cunha deve ser maior do que 1, uma vez que durante as obras de escavação essa cunha não apresentou instabilidade. Como a tensão de confinamento do maciço não foi considerada nas análises, e os parâmetros dos materiais foram definidos com base na literatura, devido à ausência de dados de campo, entende-se que o fator de segurança obtido é mais conservador do que a condição real.

A região da capela da est. 283+13 foi classificada no mapeamento geológico, realizado durante as obras de recuperação do túnel, como composta por maciço Classe IV, segundo o critério de Barton & Grimstad (1993) para a definição dos tratamentos necessários.

Após a aplicação do tratamento previsto para esse tipo de maciço, conforme projeto executivo de recuperação do túnel, a cunha apresentou um fator de segurança adequado para a condição de operação da usina.

Com base nos dados obtidos e análises realizadas, foi avaliado que as cunhas coincidem com as “capelas” identificadas no túnel, sendo possível avaliar que a aplicação dos tratamentos de suporte requeridos conforme mapeamento da escavação, na época da construção da estrutura, poderia ter evitado a queda de blocos e consequentemente a formação de “capelas” no teto do túnel, que acarretaram a realização de obras de recuperação que se tornaram particularmente onerosas em função da interrupção forçada da geração de energia e, consequentemente, de receita do empreendimento.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela disponibilização das informações utilizadas neste trabalho.

7 REFERÊNCIAS

Barton, N.; Grimstad, E. 1993. Updating of the Q system for NMT. In: *Proceedings, International Symposium on sprayed concrete-Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*. Fagernes, Oslo, Norway, 46-66.

Bieniawski, Z. T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*, Wiley Interscience, 272 p.

CPRM. 2018. Mapa Geológico do Estado do Espírito Santo, escala 1:400.000. Serviço Geológico do Brasil.

Cruz, P. T. 1996. 100 Barragens Brasileiras: Casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 647p.

G5 Engenharia. 2021. Estado do túnel de adução verificado após o esvaziamento de setembro de 2020.

G5 Engenharia. 2022. Relatório detalhado e registro fotográfico das atividades de recuperação do túnel.

Lourenço, F. S.; Alkmim, F. F.; Araújo, M. N. C.; Romeiro, M. A. T.; Matos, G. C.; Crósta, A. P. 2016. The Piúma lineament, southern Espírito Santo: structural expression and tectonic significance. *Brazilian Journal of Geology*, Vol. 46, 4.

Aspectos geométricos do cálculo do revestimento de túneis e poços

Paulo Ivo Braga de Queiroz

Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil

Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brasil

Ana Cristina Akinaga Hatori, José Antonio Gonçalves & Lucas Deroide do Nascimento

Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: Certas premissas são normalmente adotadas em programas para cálculo de esforços em revestimentos; tais premissas podem ter impacto significativo na magnitude dos esforços fornecidos por tais programas, mas, provavelmente, a maior parte dos usuários destes programas não se faz atentar para tais impactos. Quando uma obra subterrânea é concebida com os revestimentos primário e secundário separados por manta impermeabilizante, tal separação, quando modelada por dois elementos estruturais com espessura virtualmente nula, leva ao desprezo dos binários causados pela interação entre a fibra interna do revestimento primário e a fibra externa do secundário. Além disso, as deformações dos revestimentos podem causar esforços excessivos sobre a manta impermeabilizante nos pontos de contato; tais pontos, ficam normalmente localizados, devido a deformações diferenciais entre o primário e o secundário. O objetivo deste trabalho é apresentar estes aspectos geométricos do cálculo de revestimentos de túneis e poços, que muitas vezes são ignorados na prática de projeto. Estes problemas deverão ser ilustrados por cálculos em um túnel hipotético, onde os resultados serão apresentados em diagramas de interação para o concreto (momentos fletores versus esforços normais) e em círculos de Mohr para membranas impermeabilizantes.

1 INTRODUÇÃO

A construção de túneis pelo método mineiro (NATM – New Austrian Tunelling Method) preconiza a instalação inicial de um revestimento primário, que seria capaz de suportar cargas provisórias que ocorrem durante a escavação. Terminada a escavação, instala-se o revestimento secundário, que seria capaz de suportar as cargas de longo prazo.

O problema do projeto de túneis nestas condições impõe uma série de desafios que em muitas vezes são ignorados, mesmo por especialistas na área. Um ponto importante que é pouco discutido na literatura diz respeito ao fato de que o revestimento primário já está sujeito a cargas impostas pelo contato com o

solo quando o revestimento secundário é instalado. Assim, em condições usuais, ao se impor novas cargas ao revestimento definitivamente instalado (e.g., restituição do lençol freático), inicia-se uma solicitação a um conjunto de estruturas heterogêneo, no qual o revestimento primário já está pré-tensionado.

Ainda que algumas normas recomendem que se ignore a existência do revestimento primário de túneis, não existe um consenso em como fazê-lo e, principalmente, há que se verificar se esta hipótese de cálculo é realmente conservadora.

Neste artigo, apresentam-se algumas investigações numéricas iniciais sobre este problema, abordando-o

partindo-se da hipótese de que o revestimento primário possui alguma rigidez. Em particular, serão abordados detalhes de como os programas de elementos finitos costumam possibilitar a modelagem do revestimento, discutindo-se algumas limitações existentes na capacidade no modelo numérico de túneis existentes na maior parte dos programas disponíveis para este fim.

2 FORMULAÇÕES USADAS NA MODELAGEM DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Quando o método dos elementos finitos é usado em projetos de túneis, lança-se mão da teoria de vigas para análises bidimensionais. Nos dias de hoje, a teoria de vigas mais usada é a teoria de Timoshenko e Ehrenfest (Elishakoff, 2020a). Em tempos mais remotos, a teoria de Euler-Bernoulli já foi utilizada, mas hoje, está razoavelmente pacificado que esta última teoria não é adequada, por pressupor que as vigas se deformam por flexão pura, sem deformação por cisalhamento.

Os elementos de viga de Timoshenko com menos de cinco nós de interpolação podem sofrer de uma condição chamada “*shear locking*” (Bathe, 1996), onde findam por produzir deformações irrealisticamente baixas e, nestas condições, os esforços produzidos nos cálculos podem ficar irrealisticamente baixos. A adoção deste tipo de elemento foi feita durante algum tempo em conjunto com técnicas para diminuir esta “patologia”, como integração reduzida ou formulações mistas. Mais recentemente, os programas têm adotado funções de interpolação de ordem superior, que, eventualmente, podem garantir ausência de *shear locking*.

Em modelos tridimensionais existem elementos de placa, que essencialmente possuem sua formulação voltada para um elemento estrutural bidimensional e plano, e existem também os elementos de casca, que modelam superfícies que podem ser curvas. Em analogia ao problema das vigas, os elementos de Kirchhoff-Love, que trabalham em flexão pura, e os elementos de Reissner-Mindlin, que admitem deformação por cisalhamento (Reddy, 1999).

Os elementos de vigas placas e cascas comentados até aqui possuem uma dimensão considerada desprezível em relação às outras, de sorte que os elementos de viga são modelados como se fossem unidimensionais, enquanto os elementos de placa e casca são modelados como sendo uma superfície plana (elementos de placa e elementos de casca planos) ou uma superfície curva (elementos de casca em sua formulação mais geral).

No meio acadêmico, existe um uso modesto, mas crescente, de elementos estruturais baseados na formulação de sólidos degenerados (Ahmad *et al.*, 1970), que não costumam sofrer de “patologias” como o *shear locking*, às custas de maior uso de memória e de maior tempo de processamento que os elementos estruturais.

Um tema recorrente da geotecnia é a existência de descontinuidades em meios como argilas fissuradas e rochas fraturadas (de Borst, 2018); estas descontinuidades também podem surgir na interface entre elementos estruturais e o solo e entre o revestimento primário e o secundário de um túnel, quando são instaladas mantas impermeabilizantes entre eles. Existem várias formulações numéricas para este tipo de problema, incluindo as formulações de contato entre sólidos (Bathe, 1996).

3 GEOMETRIA DA INTERAÇÃO ENTRE O REVESTIMENTO PRIMÁRIO E O REVESTIMENTO SECUNDÁRIO

Nesta seção será abordada a interação entre o revestimento primário e o revestimento secundário. Em um primeiro momento, será abordado o problema quando estes revestimentos são monolíticos, com propriedades distintas. Posteriormente, será abordado o problema da existência de uma manta impermeabilizante entre eles.

Neste trabalho, parte-se da premissa da NBR 6118 (ABNT, 2023), em que os esforços em estruturas de concreto podem ser calculados através de um modelo elástico linear. Para o cálculo dos esforços desenvolvidos na instalação do revestimento primário, tomar-se-á partido do fato de que tal interação solo entre o solo e o revestimento ocorre logo depois do início da cura do concreto (Kuwajima, 1991). Portanto, um módulo de elasticidade $E_{pi}=10$ GPa será adotado.

Para a interação entre o revestimento e o solo em condições definitivas, será adotado valor do módulo de elasticidade previsto na NBR 6118 (*op. cit.*). Neste caso, parte-se do pressuposto de que o revestimento primário e o secundário possuem resistências à compressão diferentes, possuindo, portanto módulos de elasticidade diferentes. Assim, os módulos do revestimento primário E_{pf} e do revestimento secundário E_s , em MPa, podem ser calculados por

$$f = 5600 f_k \sqrt{\quad} \quad (1)$$

$$= 5600 f_{k,s} \sqrt{\quad} \quad (2)$$

onde $f_{ck,p}$ e $f_{ck,s}$ são, respectivamente, as resistências características do revestimento primário e do revestimento secundário (em MPa), enquanto α_E é um coeficiente que é unitário para agregados de granito e gnaíse.

A interação entre o revestimento primário e o secundário possui um papel central no cálculo dos esforços nestes revestimentos. Em uma condição ideal onde não há atrito algum entre duas placas de concreto que compõem o revestimento definitivo, a rigidez à flexão desta viga composta em balanço seria dada por

$$(I_{eq}) = \frac{t_p^3}{12} + \frac{t_s^3}{12}, \quad (3)$$

onde t_p e t_s são as espessuras dos revestimentos primário e secundário. Por outro lado, supondo o mesmo módulo elástico para os dois revestimentos, em uma condição de aderência perfeita entre eles, a rigidez à flexão das duas placas monolíticas seria dada por

$$(I_{eq}) = \frac{(t_p + t_s)^3}{12} = \frac{t^3}{12}. \quad (4)$$

Para dois revestimentos de mesma espessura, há que se observar que, para a mesma curvatura, a equação (4) produziria momentos quatro vezes maiores do que a equação (3). Desta forma, as investigações sobre as condições de aderência nesta interface se justificam plenamente dentro da busca de um projeto estrutural otimizado. O comportamento elementos estruturais laminados conta nos dias de hoje com uma investigação teórica bastante extensa (Reddy, 2003). Neste trabalho, a atenção será dedicada a uma teoria mais específica para laminados simples.

4 RIGIDEZ EQUIVALENTE DE REVESTIMENTOS MONOLÍTICOS

Para revestimentos monolíticos com espessuras e módulos diferentes, o cálculo da rigidez equivalente exige um detalhamento maior e equações mais complicadas. Para tanto, define-se o centro de pressão do revestimento definitivo como sendo a coordenada de espessura para a qual uma compressão uniforme não produzirá reação de momento nem curvatura da seção, mas, tão somente, esforços normais e deformações uniformes. Assim, tomando-se a origem da coordenada de espessura na face externa do revestimento primário, pode-se

calcular a coordenada do centro de pressão como sendo

$$\bar{y} = \frac{2(-t_p)^2 f_p}{f_p + 2}. \quad (5)$$

Define-se a rigidez à compressão de um elemento de viga (que modela o revestimento definitivo de um túnel) como sendo

$$(A_{eq}) = e_{eq} = f_p + 2, \quad (6)$$

enquanto a rigidez à flexão é definida por

$$(I_{eq}) = \frac{e_{eq}^3}{12} - f_p \left[\frac{t_p^3}{12} + \left(\frac{t_p}{2} \right)^2 \right] + \left[\frac{t_s^3}{12} + \left(\frac{t_s}{2} + t_p \right)^2 \right]. \quad (7)$$

Aqui, fez-se uso do teorema de Steiner, com os eixos de rotação dos dois revestimentos transladados para o centro de pressão.

Em seguida, coloca-se o problema de que o revestimento definitivo de um túnel se constitui de um revestimento primário, que sofreu solicitações ainda jovem (com módulo elástico reduzido) e um revestimento secundário, a ser solicitado posteriormente. Nesta seção, será abordado o problema em que este revestimento secundário se adere monoliticamente a o revestimento primário já deformado.

É importante salientar que as deformações do revestimento definitivo se dão em uma seção de concreto em que o centro geométrico é diferente do centro geométrico do revestimento primário e do revestimento secundário. Assim, um momento fletor aplicado na seção do revestimento definitivo causará esforços normais nas seções de concreto primário e secundário.

Nenhum programa de cálculo geotécnico conhecido pelos autores deste trabalho considera este problema de translação de eixos, de sorte que, para se modelar o revestimento definitivo, há que se desenvolver soluções de cálculo para dois tipos de programas, a saber:

- Programas que permitem mudança da rigidez de elementos estruturais ao longo de uma análise numérica;
- Programas que permitem a criação de elementos estruturais compartilhando os mesmos nós, que podem ser criados ao longo de uma análise numérica.

Para os programas que permitem mudança da rigidez de elementos estruturais, o momento da instalação do revestimento secundário é modelado através da mudança das propriedades das vigas que representavam o primário. Assim, a espessura e o módulo elástico passam a ter os seguintes valores:

$$e_{eq} = \sqrt{12 \frac{I_{ef}}{A_{ef}}} \quad (8)$$

$$E_{eq} = \frac{E_{ef}}{e_{eq}} \quad (9)$$

Os incrementos de esforços nos dois revestimentos podem ser calculados a partir do incremento de esforços no revestimento equivalente ΔN e ΔM (normal e momento fletor), do incremento de curvatura,

$$\Delta = \frac{\Delta}{(l_{ef})} \quad (10)$$

e do incremento de deformação de compressão:

$$\Delta = \frac{\Delta}{(A_{ef})} \quad (11)$$

Tais incrementos são calculados através das seguintes equações:

$$\Delta = f \left[\begin{matrix} 0 & + & (& 0 & z) \end{matrix} \right], \quad (12)$$

$$\Delta = \left[\begin{matrix} 0 & + & 0 & + & z \end{matrix} \right], \quad (13)$$

$$\Delta = \frac{\Delta f^3}{12(l_{ef})}, \quad (14)$$

$$\Delta = \frac{\Delta^3 12 l}{ef} \quad (15)$$

Para os programas que permitem a criação de novos elementos compartilhando os mesmos nós do revestimento primário, devem-se criar elementos de viga que tenham a rigidez adicional, que, somada à rigidez do primário jovem (e.g., $E_{pi}=10$ GPa), produzirá a rigidez do revestimento definitivo:

$$\Delta(A_{ef}) = A_{ef} \quad (16)$$

$$\Delta(l_{ef}) = l_{ef} \quad (17)$$

Assim, a espessura e o módulo elástico dos novos elementos deverão ser calculados como:

$$\Delta = \sqrt{12 \frac{\Delta l}{\Delta(A_{ef})}} \quad (18)$$

$$\Delta = \frac{\Delta A_{ef}}{\Delta} \quad (19)$$

Os incrementos de esforços nas duas vigas que compartilham os mesmos nós devem ser somados

para produzir os esforços no revestimento equivalente ΔN e ΔM e serem aplicados nas equações (10)-(15).

5 RIGIDEZ DE REVESTIMENTOS NÃO MONOLÍTICOS

Revestimentos definitivos em que o primário e o secundário, por alguma razão, não se comportam como uma viga única não são facilmente modelados por elementos estruturais de viga, pois a simples flexão deverá causar descontinuidade nas deformações entre o primário e o secundário. Ademais, qualquer condição que cause esforços de tração entre os dois componentes levará a curvaturas distintas entre o primário e o secundário, o que impede o uso de uma rigidez única para o revestimento definitivo.

Vogel *et al.* (2017) fizeram um ensaio de flexão a quatro pontos sobre uma viga mista, construída como um revestimento primário (projetado) separado do secundário (moldado) por uma membrana impermeabilizante projetada. Os autores concluíram que as irregularidades do primário permitiram uma significativa aderência entre os dois revestimento, permitindo que eles trabalhassem monoliticamente. Porém, Nakashima *et al.* (2015) obtiveram, para outro ensaio de flexão a quatro pontos, um resultado intermediário entre a rigidez de duas vigas independentes e a rigidez de uma viga monolítica.

Entende-se que a rigidez da viga composta irá depender sobremaneira da espessura da membrana impermeabilizante e da irregularidade da superfície do primário projetado, de sorte que não há necessariamente conflito entre os resultados dos experimentos citados anteriormente.

6 MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEL TÍPICO COM GEOMEMBRANA

Nesta seção apresenta-se um exemplo de modelagem numérica de um túnel típico, no qual introduz-se uma geomembrana entre o revestimento primário e o revestimento secundário.

A Figura 1 apresenta a geometria da seção externa do túnel, enquanto a Tabela 1 apresenta os valores das coordenadas dos centros dos arcos de círculo, seus raios e os ângulos internos de cada arco que constitui metade da seção, que tem simetria em relação ao eixo vertical.

O túnel possui uma cobertura de 10 metros sobre seu teto e, por simplicidade, o solo é uniforme, com 12 MPa de módulo elástico, coeficiente de Poisson

de 0.3, coesão de 40 kPa e ângulo de atrito de 30° . O peso específico do solo foi tomado como sendo 18 kN/m^3 . Adotou-se um $k_0=0.5$. Tanto o primário quanto o secundário possuem resistência à compressão característica de 20 MPa. O primário possui espessura de 25 cm, enquanto o secundário, 20 cm. Adotou-se um alívio de 50% das tensões in situ devido ao processo de escavação do túnel.

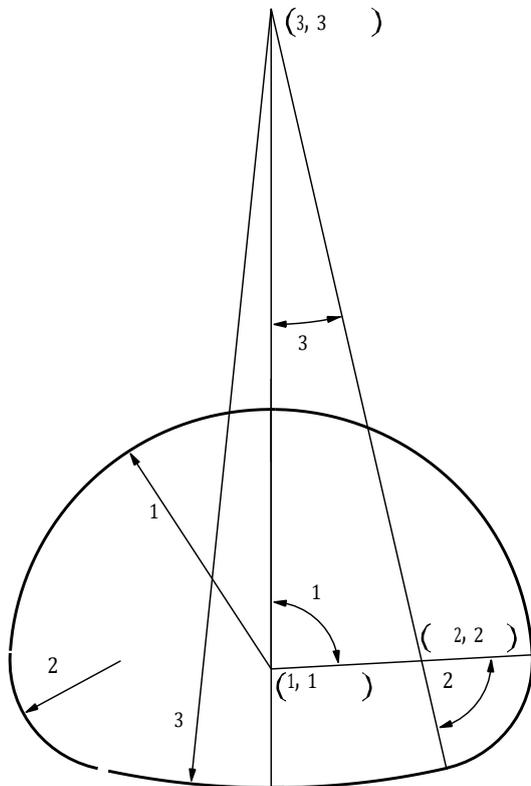


Figura 1. Seção de túnel típico.

Tabela 1. Dados geométricos da seção do túnel típico.

arco	1	2	3
x (m)	0	3.35	0
y (m)	1.51	1.75	16.56
r (m)	5.88	2.52	17.7
θ (graus)	85.98	81.28	12.75

Foram realizadas duas modelagens: uma com revestimento monolítico e outra com geomembrana entre o revestimento primário e o revestimento secundário. A geomembrana possui 3 mm de espessura, $k_n=40 \text{ MPa}$ e $k_s=10 \text{ MPa}$. A resistência ao cisalhamento da geomembrana foi modelada por uma envoltória de Mohr-Coulomb, com coesão de 10 kPa e ângulo de atrito de 30° . Todos os sólidos desta análise foram modelados por elementos quadrangulares de 8 nós, em estado plano de deformação. Para tanto, foi empregado o programa CRISP (Britto e Gunn, 1987).

O modelo numérico tem as seguintes etapas:

- 1) Estabelecimento das tensões in situ
- 2) Escavação do túnel em seção plena, com alívio de tensões de 50%
- 3) Instalação do revestimento primário

- 4) Instalação do revestimento secundário e restituição do lençol freático na superfície do terreno.

A Figura 2 apresenta o diagrama de interação para o revestimento primário, com 10 barras de 20mm/m (aço CA-50), cobertura de 3cm e coeficientes de segurança usuais de norma.

A Figura 3 apresenta o diagrama de interação para o revestimento secundário, com 10 barras de 20mm/m (aço CA-50), cobertura de 3cm e coeficientes de segurança usuais de norma.

Observa-se que a presença da manta entre o revestimento primário e o revestimento secundário uniformiza os esforços normais, diminuindo os esforços de tração, mas aumenta ligeiramente os momentos fletores dos dois revestimentos. Ainda que o modelo utilizado tenha considerado a interface entre a membrana e o revestimento primário como sendo lisa, os momentos fletores não diminuiram significativamente, ficando próximos aos resultados experimentais de Nakashima *et al.* (2015).

Por fim, a Figura 4 apresenta as tensões normais e cisalhantes atuantes no contato entre o primário e o secundário, no plano paralelo ao revestimento. Observa-se que no revestimento sem geomembrana, este contato fica tracionado no teto e no piso. O revestimento com geomembrana finda por cisalhar e plastificar (deslizar), o que acaba por impor compressão ao longo de todo o contato entre os dois revestimentos.

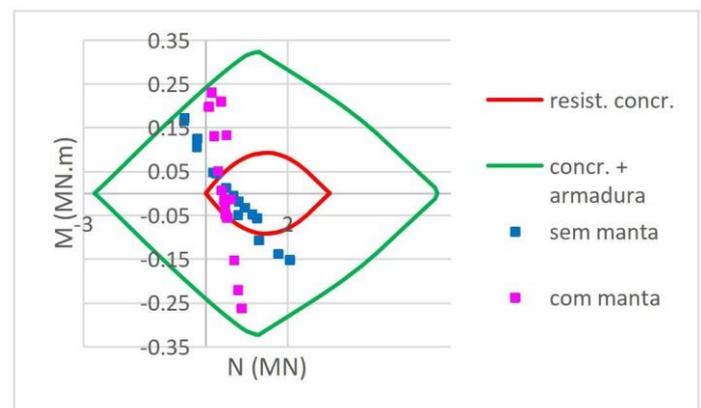


Figura 2. Diagrama de interação para o revestimento primário.

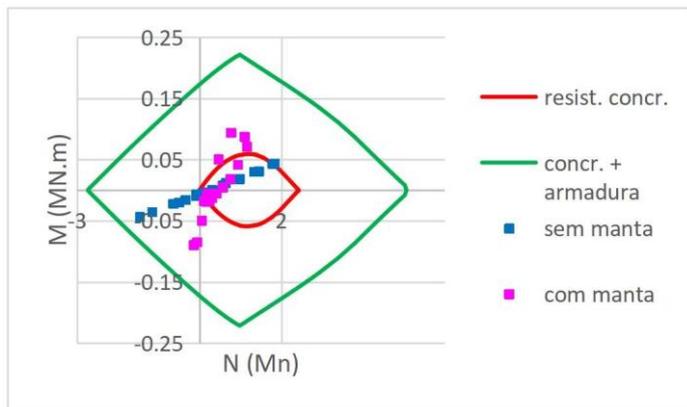


Figura 3. Diagrama de interação para o revestimento secundário.

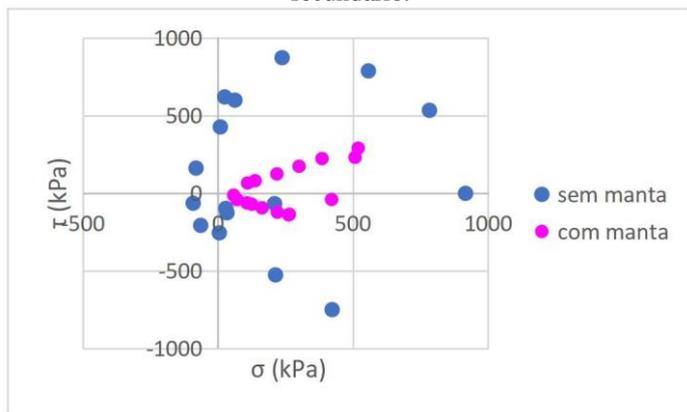


Figura 4. Diagrama de Mohr para o contato entre o revestimento primário e o revestimento secundário.

7 CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

Este artigo apresentou métodos discussões e sugestões de cálculo para revestimentos definitivos de túneis com mantas impermeabilizantes. Trata-se de um trabalho preliminar sobre o assunto. Futuros modelos numéricos deverão abordar a não linearidade física do concreto, assim como a rugosidade da superfície do revestimento primário projetado.

REFERÊNCIAS

ABNT 2023. *NBR 6118 – Projeto de estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Ahmad, S.; Irons, B.; Zienkiewicz, C. 1970. Analysis of thick and thin shell structures by curved finite elements. *Int. J. Numer. Meth. Engng.*, 2, 3 419-451.

Bathe, K.-J. 1996. *Finite Element Procedures*. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, Inc.

de Borst, R. 2018. *Fracture in Porous Media – Isogeometric and Extended Finite Element Methods*. Amsterdam, Elsevier.

Britto, A. M.; Gunn, M. J. 1987. *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Chichester (UK), Ellis Horwood Ltd.

Elisakoff, I. 2020. Who developed the so-called Timoshenko beam theory?, *Mathematics and Mechanics of Solids*, Vol. 25, 1, 97–116.

Elishakoff, I. 2020. *Handbook on Timoshenko-Ehrenfest Beam and Uflyand-Mindlin Plate Theories*, Singapore, World Scientific.

Kuwajima, F. M. 1991. *Soil-Concrete Interaction in Tunnels*, Tese de Doutorado, Universidade de Alberta.

Nakashima, M.; Hammerb, A.-L.; Thewes M.; Elshafie, M.; Soga K. 2015. Mechanical behaviour of a sprayed concrete lining isolated by a sprayed waterproofing membrane. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 47, 143–152.

Reddy, J. N., 2003. *Mechanics of Laminated Composite Plates and Shells – Theory and Analysis*, 2ª ed., Boca Raton, CRC Press.

Vogel, F.; Sovjaka, R; Peškováb, Š. 2017. Static response of double shell concrete lining with a spray-applied waterproofing membrane. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 68, 106–112.

Análise de recalques em poços: Estudo de caso da Linha 6 de São Paulo

R. Reis, I. Teixeira, F. Abreu, G. Magalhães, L. Carvalho, L. Peduto & P. García
Acciona Construcción S.A., São Paulo, Brasil

RESUMO: O presente trabalho analisa os recalques associados à escavação de poços das Linhas 6, 4 e 5 do Metrô de São Paulo. Poços de grande diâmetro e profundos são cada vez mais recorrentes em grandes metrópoles e geralmente são escavados em um ambiente urbano complexo. A pesquisa compila dados de recalques, destacando a influência da geologia local e a relação entre diâmetro e profundidade dos poços. Os resultados mostram que poços em solos residuais apresentam maiores deslocamentos em comparação com aqueles escavados na bacia sedimentar. A análise de dados existentes, complementada por novas informações provenientes da Linha 6, melhora a previsibilidade do comportamento do solo durante a escavação, contribuindo para a segurança e eficácia dos projetos de infraestrutura em áreas urbanas complexas.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano acelerado das grandes metrópoles resulta em restrições de utilização do espaço superficial, implicando na necessidade de construções subterrâneas. Em ambientes urbanos, poços circulares são frequentemente adotados para implementação de estações de metrô, frentes de ataque, saídas de emergência e ventilação. Geralmente são construídos próximos a estruturas existentes, como edifícios históricos, túneis, fundações e solos. Nesse contexto, compreender o perfil de deslocamento no solo próximo a essas construções é de suma relevância.

Existe uma grande incerteza quanto à intensidade e à extensão dos deslocamentos do solo resultantes da construção de poços. Esses deslocamentos podem ser originados tanto pela sua própria escavação quanto por efeito de rebaixamento do lençol freático ou presença de solo mole, por exemplo.

O limitado número de dados disponíveis torna a previsibilidade de comportamento do solo durante a escavação de poços um tema desafiador. Na falta de dados mais precisos e abrangentes a previsibilidade recai sobre modelos numéricos. No entanto, esses modelos possuem limitações de representatividade

das inúmeras variáveis que impactam no comportamento do solo.

Com o avanço das linhas de Metrô na cidade de São Paulo nos últimos anos a demanda para concepção e execução de poços de grande diâmetro e profundos se tornou um tema cada vez mais recorrente. Como resultado também, com maior aquisição e análise de dados disponível atualmente, é possível melhorar a previsibilidade de comportamento da escavação.

Atualmente, no que se refere à construção de poços para linhas metroviárias na cidade de São Paulo, grande parte dos dados publicados e previsibilidade de comportamento se referem às Linhas 4 e 5, conforme o trabalho realizado por Dias *et al.* (2014). Não obstante, atualmente está em execução a Linha 6, maior obra de infraestrutura da América Latina, possuindo no total 15 Estações, sendo a maioria concebida através de poços, e 18 Poços para saída de emergência e ventilação.

Portanto, o presente trabalho tem como objetivo apresentar e analisar os dados de recalques dos poços executados até o momento da Linha 6 e complementar com aqueles já existentes, possibilitando auxiliar de forma mais precisa a análise de recalques devido à execução de poços na cidade de São Paulo.

1.1 Escavação de Poços na Linha 6

Poços de grande diâmetro são utilizados no Brasil, especialmente em São Paulo, desde a década de 1980, geralmente em projetos de infraestrutura de transporte. Diâmetros entre 10 e 45 m e profundidades de até 70 m são previstas. A Linha 6 do Metrô seguiu a prática Brasileira de adoção de poços de grande diâmetro profundos utilizando a metodologia de escavação em NATM (*New Austrian Tunneling Method*), com pequenos avanços parcializados e revestimento de concreto projetado aplicado à medida que a escavação avança.

Dentre as diversas vantagens do método é possível destacar: (i) grande versatilidade (geologia, espaço na superfície, profundidade); (ii) robustez estrutural em grandes profundidades; (iii) rapidez executiva e segurança; (iv) utilização de equipamentos convencionais; (v) custos competitivos; (vi) áreas livres para a arquitetura.

Não somente a agilidade do método levou a sua adoção, mas também a densidade urbana presente em São Paulo, atendimento à rampa mínima da via e a necessidade de espaços livres arquitetônicos. Destaca-se que devido à distintas restrições, principalmente por atendimento à rampa mínima, topografia e existência de linhas de metrô, a Linha 6 possui alguns dos poços mais profundos da América Latina. A Figura 1 mostra a variação da profundidade dos principais poços da Linha 6. A média de profundidade é de 44,8 m. As figuras a seguir mostram alguns dos poços executados para a Linha 6.

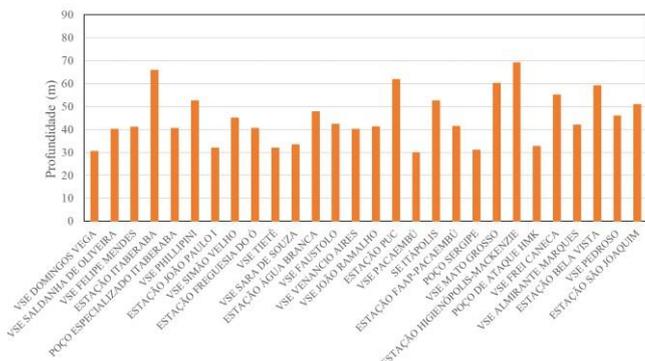


Figura 1 - Profundidade de Poços – Linhas 6



Figura 2 - Estação Água Branca



Figura 3 - Estação São Joaquim



Figura 4 - VSE Tietê

1.2 Dados de recalques publicados

Os dados de recalques devido à execução de poços na cidade de São Paulo são encontrados na literatura, porém sua compilação e análise realizados por Dias *et al.* (2014) são muitas vezes utilizadas para estimativa de comportamento da escavação durante a elaboração do projeto. Os autores compilaram dados de 3 poços da Linha 4 do Metrô e 7 poços da Linha 5, sendo todos escavados pelo método NATM. Considerando a geologia presente na cidade de São Paulo e a correlação entre S_o/H (S_o = recalque superficial máximo; H = profundidade máxima de escavação) e W/H (W = largura da bacia de recalques) os autores propuseram diferentes curvas para

estimativa de recalques. Os valores máximos de S_o/H variaram entre 0,08% e 0,23%.

Apesar do foco do presente trabalho ser a análise de dados de poços escavados na cidade de São Paulo, vale destacar algumas publicações internacionais sobre o tema.

Faustin (2017) realizou uma revisão bibliográfica sobre dados publicados de recalques devido à escavação de poços e notou que somente 18 casos haviam sido publicados entre 1980 e 2016, sendo esses em sua maioria escavados em Londres e somente um no Canadá. Os dados analisados mostram o valor máximo de S_o/H de 0,04%. New (2017) apud Le *et al.* (2019) apresenta dados mais atualizados de poços escavados na Argila de Londres, com valores máximos de 0,06%.

Esses dados mostram a relevância de analisar dados e realizar estimativas de acordo com as condições específicas de cada região levando em consideração não somente a geologia, mas também as práticas de engenharia mais usuais. Como pode ser analisado, há uma expressiva diferença nos dados publicados internacionalmente com aqueles disponíveis para a cidade de São Paulo.

2 ANÁLISE DE DADOS

2.1 Métodos para Estimativa de Recalques

Para a estimativa de recalques em poços existem alguns métodos tais como os propostos por Peck (1969) e Bowles (1984). Independentemente do método, geralmente a curva representativa se aproxima de uma parábola. Dias *et al.* (2014) utilizaram a formulação proposta por New e Bowers (1994) para a análise dos dados das Linhas 4 e 5, conforme a equação (1):

$$\frac{S_o}{H} = \alpha * \left(\beta - \frac{W}{H} \right) \quad (1)$$

Conforme classificação geológica e comportamento do maciço propostas pelos autores os valores de α e β assumem os seguintes valores:

- Formação Resende: $\alpha = 0,222$; $\beta = 0,6$
- Formação São Paulo: $\alpha = 0,056$; $\beta = 1,8$
- Argilas moles a médias: $\alpha = 0,064$; $\beta = 1,9$
- Argilas rijas a duras: $\alpha = 0,093$; $\beta = 0,9$

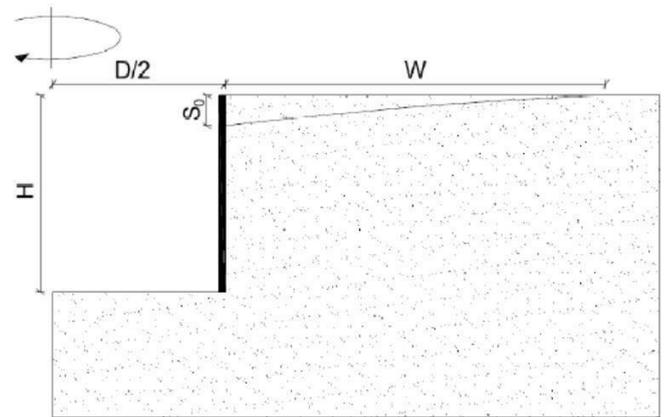


Figura 5 - Croqui para os parâmetros de estimativa de recalques em poços

2.2 O caso da Linha 6 - geologia local

Possuindo uma extensão de 15,3 km a Linha 6 percorre distintas formações geológicas. Iniciando-se a partir do extremo norte, do Pátio Morro Grande até a Estação Freguesia do Ó predomina maciço de rocha granítica e suas alterações. De Freguesia do Ó até o VSE Tietê ocorre contacto abrupto entre o maciço de rocha granítica até aproximadamente 100 m antes do VSE Tietê, onde se encontra a falha geológica denominada Falha Taxaquara. Neste ponto inicia-se a transição para os sedimentos da Formação Resende. Do VSE Tietê até Estação Perdizes, ocorre sedimentos da Formação Resende sob camada aluvionar. Entre a Estação Perdizes e Estação FAAP-Pacaembú, há ocorrência de maciço de gnaiss e suas alterações sob os sedimentos da Formação Resende. A partir desse ponto até a Estação São Joaquim há uma transição entre os sedimentos da Formação Resende e sedimentos da Formação São Paulo.

A Formação São Paulo apresenta três subunidades em que podem ser relacionados seus depósitos sedimentares: arenosa, argilosa variegada e argilosa vermelha (Gurgueira, 2013). Os depósitos arenosos tendem a apresentar baixa coesão e média a alta permeabilidade. Já os depósitos argilosos são compostos por argila siltosas a arenosas, plásticas.

A Formação Resende possui fácies tanto argilosas quanto arenosas. Uma característica marcante da Formação Resende é a grande continuidade de suas camadas, resultando em pacotes mais espessos e extensos quando comparado as demais formações que compõem a Bacia Sedimentar de São Paulo. A fácies argilosa tem como característica a elevada coesão e consistência dura a muito dura e permeabilidade muito baixa. Já a fácies arenosa é composta por areias finas a grossas siltosas a argilosas. Essas camadas apresentam baixa coesão e ângulo de atrito mais alto em comparação com os demais depósitos fluviais de

São Paulo, também apresentando elevada permeabilidade.

O embasamento cristalino pré-cambriano, localizado especialmente no trecho norte da linha, é formado majoritariamente por solos residuais de granito, com ocorrência de depósitos aluvionares. Os solos residuais são compostos por silte arenoso a pouco arenoso com ocorrência de saprólito e matacão. Além disso, os poços foram escavados também em rocha granítica alterada a sã.

Os poços foram escavados em todas as formações geológicas supracitadas. Destaca-se que grande parte dos dados apresentados por Dias *et al.* (2014) se concentraram na Formação São Paulo e Resende. Contudo, com o avanço da Linha 6 para o trecho norte de São Paulo onde há predomínio de solos residuais de granito, é possível um novo entendimento sobre o comportamento de escavações nesse tipo de maciço.

2.3 Poços analisados

A Tabela 1 resume as informações sobre os poços analisados no presente trabalho. No que se refere à coluna “Maciço” seguiu-se a classificação sugerida por Dias *et al.* (2014) para a Formação São Paulo e Resende (argilas rijas a dura e argilas moles a média). No que tange o caso de solos residuais, classificou-se como solos residuais jovens e maduros. Em relação aos dados das Linhas 4 e 5 não são apresentadas essas classificações por poço.

Os dados de recalques são provenientes das instrumentações instaladas exclusivamente para os poços (marcos superficiais) e da sua componente em solo.

Tabela 1 - Poços Analisados

Estrutura	D (m)	H (m)	Geologia	Maciço
Estação Itaberaba	39,7	65,7	3	1
Estação PUC	39,2	61,7	1	2
Estação FAAP-Pacaembú	42,8	41,4	1	3
Estação João Paulo	39,0	32,0	3	4
Estação Água Branca	41,8	47,8	2	2
Estação São Joaquim	38,0	50,8	1	2
Estação Freguesia do Ó	32,9	40,5	3	4
VSE Domingos Vega	16,2	30,5	3	1
VSE Venâncio Aires	16,6	40,1	2	2
VSE Saldanha de Oliveira	12,7	40,1	3	4
VSE Felipe Mendes	15,0	41,1	3	1
VSE Phillipini	15,5	52,6	3	1
VSE Simão Velho	12,9	45,1	3	1
VSE Sara de Souza	13,6	33,4	2	2

Estrutura	D (m)	H (m)	Geologia	Maciço
VSE Faustolo	15,3	42,4	2	2
VSE João Ramalho	15,3	41,2	1	2
SE Itápolis	9,2	52,5	1	2
VSE Pedroso	9,9	46,0	1	2
Poço Sergipe	25,7	31,0	1	2
Poço Especializado Itaberaba	16,6	40,4	3	1
Poço de Ataque HMK	18,0	32,7	1	3
Estação Bela Vista	38,6	59,0	1	2
VSE Pacaembú	27,2	30,0	4	4
Incor*	19,5	34,2	-	-
Jardins*	19,5	25,5	-	-
F. de Araújo*	12,6	33,3	-	-
D. de Moraes*	30,0	52,8	-	-
J. J. de Melo*	15,8	58,8	-	-
Magalhães*	13,6	34,0	-	-
Jesuíno Maciel*	13,6	24,0	-	-
Roque Petrella*	13,6	36,5	-	-
A. Dumas*	13,6	34,5	-	-
Paulo Eiró*	13,2	33,00	-	-

Nota: Geologia: (1): Formação São Paulo; (2) Formação Resende; (3): Pré-Cambriano Granito; (4): Pré-Cambriano Gnaisse.

Classificação Maciço: (1) Residual Jovem; (2) Argila Rija a Dura; (3) Argila Mole a Média; (4) Residual Maduro. * Informações das Linhas 4 e 5 segundo Dias *et al.* (2014).

3 RESULTADOS

De forma a complementar os dados já apresentados por Dias *et al.* (2014) optou-se por analisar os dados conforme a classificação geológica e de maciço. No caso da Formação Geológica, dividiu-se por Formação São Paulo, Resende e Pré-Cambriano. Já para a classificação do maciço, dividiu-se por Argilas Moles a Média; Argilas Rijas a Dura; Solos Residuais Jovens; e Solos Residuais Maduros.

Os dados foram analisados estatisticamente e de forma a minimizar a influência das diversas variáveis que impactam o resultado bem como nas possíveis imprecisões das instrumentações, optou-se por propor curvas representativas de 95% dos dados.

3.1 Formação Geológica

Nesse capítulo analisa-se a compilação de dados realizadas na Linha 6 em conjunto com aqueles disponíveis para as Linhas 4 e 5.

Importante destacar que a classificação de dados com base somente na Geologia torna sua interpretação uma tarefa desafiadora, pois como se sabe devido à

profundidade dos poços geralmente as escavações são realizadas em diferentes unidades geológicas. Portanto, no presente trabalho a classificação foi atribuída com base na geologia com maior predominância na escavação do respectivo poço.

A Figura 6 mostra o resultado da análise para os dados de poços escavados na Formação São Paulo. Nota-se que os dados provenientes da Linha 6 resultam em deslocamentos menores que aqueles da Linha 4 e 5. Tal fato pode ser explicado pela classificação atribuída para o material escavado nos diferentes poços, como será explicado no próximo capítulo. A bacia de recalques, apesar de ser influenciada pela quantidade de instrumentação, é menor também. Com base no maior número de dados, propõe-se um ajuste na largura da bacia de recalques.

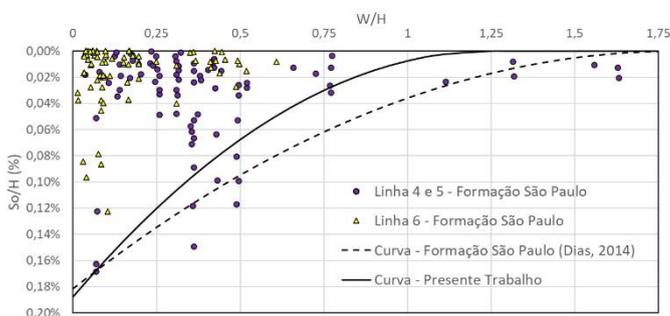


Figura 6 - Dados Formação São Paulo

A Figura 7 mostra os dados provenientes de poços escavados em material classificado como Formação Resende. Para a Linha 6 houve poucos dados em comparação com a Formação São Paulo e Pré-Cambriano. Os dados são similares àqueles apresentados por Dias *et al.* (2014) para a mesma formação. A partir da maior quantidade de dados optou-se por um ajuste na curva proposta pelos autores supracitados no que se refere aos deslocamentos verticais máximos previstos.

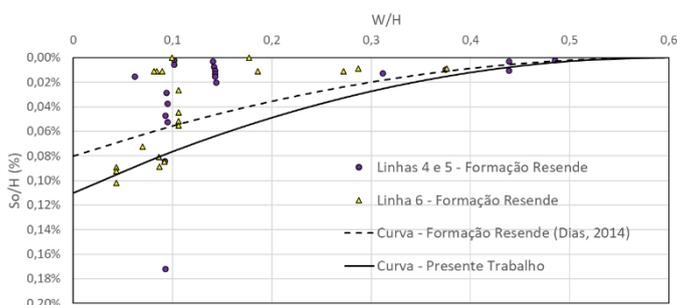


Figura 7 - Dados Formação Resende

A Figura 8 mostra os dados provenientes de poços escavados em maciço Pré-Cambriano. Em relação aos dados das Linhas 4 e 5, Dias *et al.* (2014) citam que devido ao reduzido número de dados não foi possível propor curvas para essa formação. Contudo, com base nos novos dados da Linha 6 há uma maior

representatividade e interpretação para poços escavados nessa formação. Em comparação com a Formação São Paulo e Resende, principalmente comparando os dados exclusivos da Linha 6, nota-se maiores deslocamentos para poços escavados nessa formação. Tal comportamento se atribui ao conhecido comportamento mais deformável de solos residuais em comparação com solos da bacia sedimentar quando desconfinados, como ocorre em túneis, mas também devido à sensibilidade desse material ao rebaixamento do lençol freático e presença de solos moles.

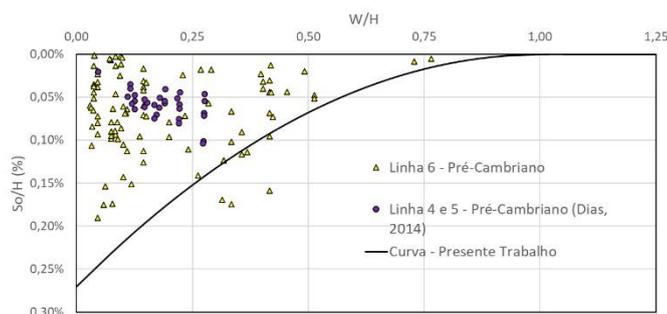


Figura 8 - Dados Pré-Cambriano

A Figura 9 mostra o resumo das curvas propostas no presente trabalho com aquelas sugeridas por Dias *et al.* (2014). A Tabela 2 compara os valores de α e β .

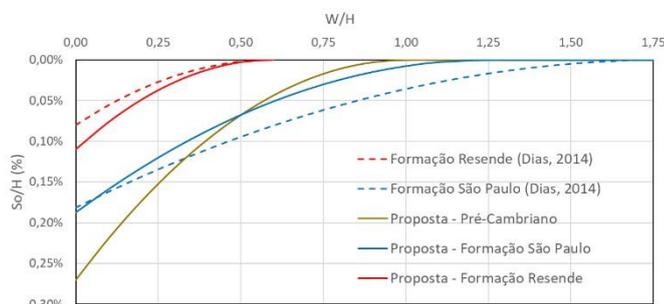


Figura 9 - Resumo das curvas propostas para Formação Geológica em comparação com Dias *et al.* (2014)

Tabela 2 – Parâmetros α e β - Formação Geológica

	Dias et al. (2014)		Presente Trabalho	
	α	β	α	β
Formação São Paulo	0,056	1,8	0,12	1,25
Formação Resende	0,222	0,6	0,306	0,6
Pré-Cambriano	-	-	0,27	1

3.2 Classificação do Maciço

As figuras a seguir mostram a análise dos dados com base na classificação do maciço. Para os solos da bacia sedimentar seguiu-se a classificação sugerida por Dias *et al.* (2014) com a separação por N_{spt} : Argila Mole a Média ($N_{spt} < 11$); Argila Rija a Dura

($N_{spt} \geq 11$). Não houve distinção para areias pois principalmente para a Formação São Paulo as areias possuem uma porção de argila considerável. No que tange os solos residuais classificou-se como residuais jovens e maduros, conforme classificação atribuída nos perfis geológicos.

A Figura 10 mostra os dados provenientes de poços escavados em Argila Mole a Média. Nota-se que existem poucos dados que foram categorizados dessa forma na Linha 6, não havendo uma complementação significativa com aqueles apresentados por Dias *et al.* (2014). Portanto, entende-se que a proposta sugerida pelos autores poderia ser mantida.

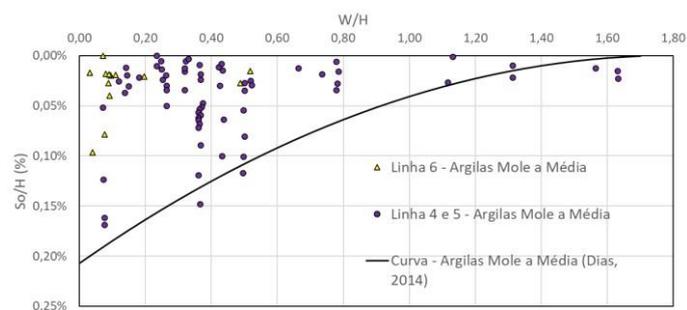


Figura 10 - Dados - Argila Mole a Média

A Figura 11 mostra os resultados de poços escavados em Argila Rija a Dura. Os dados da Linha 6 são similares àqueles das Linhas 4 e 5. Verifica-se substancial diferença nos deslocamentos em comparação com os dados provenientes de Argila Mole a Média. Excluindo dados atípicos a relação máxima S_o/H é da ordem de 0,10% enquanto para Argila Mole a Média é de 0,20%. A bacia de recalques se reduz pela metade aproximadamente também. Isso corrobora na questão levantada no capítulo anterior que analisar os dados somente a partir da Formação Geológica pode ser conservador e originar algumas imprecisões. Considerando o maior número de dados o presente trabalho propõe o ajuste no valor máximo de S_o/H .

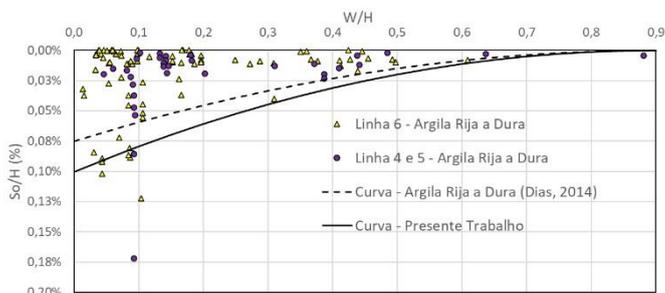


Figura 11 - Dados - Argila Rija a Dura

A Figura 12 mostra os dados para poços escavados majoritariamente em solos residuais jovens. Como no artigo original não houve uma classificação dos dados

das Linhas 4 e 5 analisou-se esses dados em conjunto com os provenientes de solos residuais jovens. Percebe-se uma relação máxima S_o/H da ordem de 0,20% e a interpretação da largura da bacia de recalques W/H de 0,8 aproximadamente.

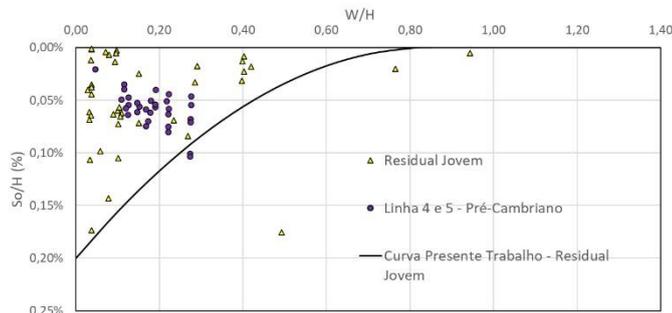


Figura 12 - Dados - Solos residuais jovens

A Figura 13 mostra os resultados de poços escavados em solos residuais maduros. Em comparação com os dados anteriores, nota-se a influência da competência e deformabilidade do maciço nos deslocamentos, ocorrendo maiores deslocamentos nesse caso como era esperado. Sugere-se uma relação máxima de S_o/H de 0,25% e a largura de bacia W/H de 1,20.

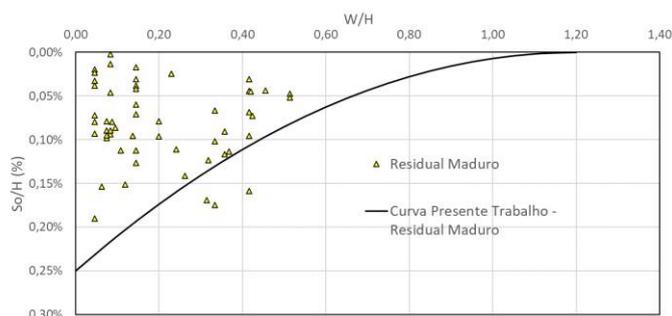


Figura 13 - Dados - Solos residuais maduros

A Figura 14 mostra o resumo das curvas propostas no presente trabalho com aquelas sugeridas por Dias *et al.* (2014). A Tabela 3 compara os valores de α e β .

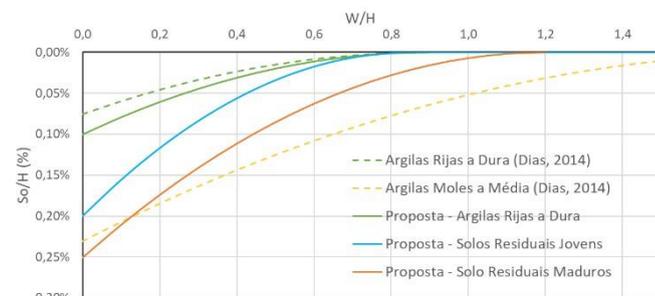


Figura 14 - Resumo das curvas propostas para Classificação do maciço em comparação com Dias et al. (2014)

Tabela 3 - Parâmetros α e β - Classificação do maciço

	Dias et al. (2014)		Presente Trabalho	
	α	β	α	β
Argila Mole a Média	0,064	1,9	0,064	1,9
Argila Rija a Dura	0,093	0,9	0,124	0,9
Residual Jovem	-	-	0,277	0,85
Residual Maduro	-	-	0,174	1,2

3.3 Recalques máximos

De forma a analisar outras variáveis que impactam nos deslocamentos superficiais devido à escavação de poços, compilou-se também os dados de recalques máximos dos dados da Linha 6 e correlacionando-os com a relação entre o diâmetro do Poço (D) e sua profundidade (H). Considerou-se somente os recalques máximos até uma distância de $0,1H$. A Figura 15 mostra o resumo dos dados. Consta-se uma grande dispersão nos dados, porém com uma leve tendência de incremento dos recalques máximos de acordo com o aumento da relação D/H.

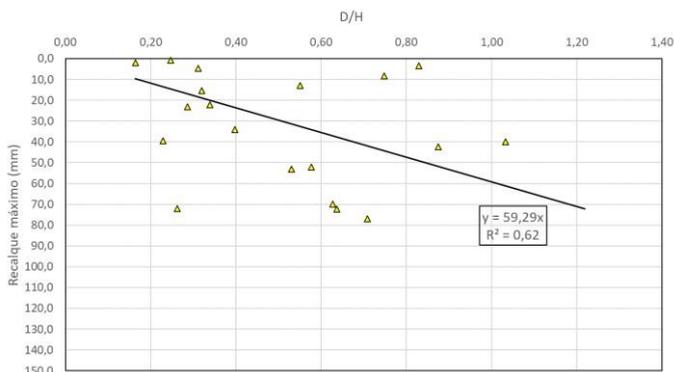


Figura 15 - Relação entre D/H e recalque máximo

4 CONCLUSÕES

Considerando os dados de recalques obtidos em poços escavados nas Linhas 6, 4 e 5 do Metrô de São Paulo o presente trabalho propõe uma atualização das curvas empíricas de bacia de recalques propostas por Dias *et al.* (2014).

O estudo propõe diferentes ajustes nas variáveis α e β a partir das curvas propostas pelos autores supracitados com base nos dados complementares provenientes da Linha 6. Além disso, propõe-se novas curvas para poços escavados em solos residuais.

Com base nos novos dados conclui-se que apesar de ser possível analisar a bacia de recalque de acordo com a formação geológica para uma maior precisão recomenda-se analisar através da classificação do maciço conforme sua competência. Nota-se também

que poços escavados em solos residuais resultam em maiores deslocamentos em comparação com aqueles escavados na bacia sedimentar.

Por fim, considerando os dados de recalque máximo observou-se uma tendência de aumento dos recalques de acordo com a relação entre o diâmetro e profundidade do poço.

5 REFERÊNCIAS

- Bowles, J. 1984. *Physical and Geotechnical Properties of Soil*. McGraw-Hill International Editors, New York.
- Dias, C. C., Hirata, F. P., e Kuwajima, F. M. 2014. *Settlements due to the Excavation of Shafts in São Paulo*. In Proceedings of the World Tunnel Congress.
- Faustin, N.E., 2017. *Performance of circular shafts and ground behaviour during construction*. PhD thesis. University of Cambridge.
- Gurgueira, M.D. 2013. *Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 76p.
- Le, B. T., Goodey, R. J., & Divall, S. (2019). *Subsurface ground movements due to circular shaft construction*. Soils and Foundations, 59(5), 1160-1171.
- New, B., 2017. *Settlements due to shaft construction*. In: Tunnels and Tunnelling International, September 2017, pp. 16–17.
- Peck, R. 1969. *Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground*. In: 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Mexico City, Vol. 1, pp.225-290.

Análise paramétrica preliminar de recalques e distorções pelo método da curva de Gauss

Isabela G. da Silva & Joaquim M. G. Duarte
G5 Engenharia, Curitiba, Brasil

RESUMO: Obras de metrô são realizadas através de escavações subterrâneas em centros urbanos, alterando o comportamento do maciço no entorno e gerando recalques e distorções no terreno, os quais são monitorados através da instalação de instrumentação na área de influência da escavação. Há diferentes formas de prever os recalques superficiais que essas escavações podem gerar e, através das distorções associadas, estimar seu impacto nas edificações lindeiras. Um desses métodos é o analítico de Gauss que assemelha o recalque na superfície do terreno a uma curva em forma de distribuição normal e tem como dados de entrada o tipo de solo, profundidade média e área equivalente da escavação e perda de solo estimada. O presente estudo tem o objetivo de apresentar uma análise paramétrica da escavação de dois túneis em situações geométricas distintas e, através da variação de parâmetros de entrada, comparar recalques e danos potenciais gerados. Também se discorre sobre a instrumentação utilizada para a avaliação das edificações lindeiras à obra.

1 INTRODUÇÃO

Peck (1969) afirma que um túnel tem desempenho satisfatório quando: é possível de ser construído; não gera dano excessivo às construções, ruas e utilitários e; é capaz de suportar todas as influências às quais possa ser submetido durante sua vida útil.

As obras subterrâneas alteram a distribuição de tensões no subsolo provocando recalques na superfície, sendo que obras posteriores terão uma interferência ainda maior no solo já mobilizado. Surge então a necessidade de melhor estimar estes recalques e sua distribuição para que sejam previstas as ações mitigadoras compatíveis (Fontes *et al.*, 2024). No caso de túneis gêmeos, diversos estudos indicam que a escavação do segundo túnel provoca recalques maiores do que aqueles causados pela abertura do primeiro (Mair & Taylor, 1997). Bertuzzi (2020) explicita que recalques gerados devido à construção de túneis adjacentes ou múltiplos podem ser estimados através da superposição dos deslocamentos gerados pelos túneis individuais.

A construção de túneis em maciços de solo está associada a uma mudança no estado de tensão no solo e a correspondentes deslocamentos e deformações. Se os deslocamentos forem excessivos, podem causar danos à infraestrutura superficial e subterrânea vizinha. No entanto, as variações de tensão-deformação geradas no solo pela escavação fazem parte do mecanismo pelo qual a resistência do solo ao redor do túnel é mobilizada para propiciar a estabilidade da estrutura do túnel (Peck, 1969).

De acordo com Mair e Taylor (1997), os principais componentes da movimentação do solo associado à escavação de túneis são: deformação do solo em direção à frente resultante do alívio de tensão; passagem da frente; existência de uma lacuna entre a passagem da frente e a instalação do revestimento; deflexão do revestimento conforme a carga do solo se desenvolve; consolidação do maciço conforme as poropressões no solo mudam tendendo ao equilíbrio de longo prazo. Peck (1969) comenta que o principal fator que governa as deformações induzidas por escavações de túneis é a natureza do solo circundante à escavação, incluindo as condições das águas

subterrâneas, embora a magnitude e o método de escavação também influenciem.

As movimentações geradas no terreno pela escavação geram recalques totais ou diferenciais. Para edificações em geral, os recalques diferenciais, que geram distorção pela angulação entre dois pontos considerados, podem induzir danos e, por isso, devem ser estimados, monitorados e mitigados quando possível.

Com base na bacia de recalque estimada, a área de influência e as edificações e infraestruturas lindeiras afetadas podem ser identificadas e ter seu dano potencial previsto. Caso os cálculos indiquem impactos que não são aceitáveis, deve ser verificada nova geometria da escavação ou previstas medidas de mitigação para reduzir os movimentos do solo e, conseqüentemente, os impactos a níveis aceitáveis. Bertuzzi (2020) apresenta alguns valores e limites de recalque e distorções que determinadas estruturas podem suportar sem danos. Essas movimentações deverão ser monitoradas através de instrumentação durante um período definido pela projetista, que também determinará, com base nesses dados, as ações a serem tomadas, como continuação da escavação, aumento da frequência de leituras ou até mesmo a parada da execução da escavação.

Sobre a instrumentação utilizada em projetos de túneis, Ferguson (2022) a divide em três tipos: instrumentação para movimentação do terreno, das estruturas e especializadas. A instrumentação para movimentação do terreno é aplicada para acompanhar os deslocamentos verticais e horizontais dos maciços em torno dos túneis, podendo validar as extensões e profundidades estimadas das bacias de recalque. O autor comenta que, caso este tipo de monitoramento indique que a movimentação real exceda o previsto, ele pode atuar como sistema de pré-aviso, permitindo a tomada de decisões antes que a escavação se inicie abaixo de estruturas sensíveis. Os instrumentos nesta categoria incluem marcos superficiais, extensômetros/tassômetros e inclinômetros. A instrumentação de controle das estruturas tem o objetivo de monitorar as movimentações de edificações e infraestrutura em geral, podendo indicar que ações como reparo ou remediação podem ser necessárias. Os instrumentos nesta categoria incluem marcos refletivos, pinos de recalque, medidores de inclinação (tiltímetros) e, em casos específicos, medidores de fissuras/juntas. Ainda segundo este autor, a instrumentação especializada se refere aos instrumentos não participantes das categorias acima, tais como piezômetros, medidores de tensão para pequenas deformações (*strain gages*), medidores de convergência para túneis/poços e células de pressão, entre outros.

Portanto, o acompanhamento do impacto da escavação é realizado através da instrumentação instalada no interior da maciço escavado, na superfície do terreno e nas edificações localizadas na sua área de influência. Com base nas estimativas e cálculos de recalques e distorções e conseqüentes danos potenciais, a projetista define os valores de controle da instrumentação e as ações a serem tomadas caso estes valores sejam atingidos.

Nas seções transversais de instrumentação para movimentação do terreno, os marcos superficiais são comumente locados em posições simétricas com relação ao eixo longitudinal da escavação e, quando prevista a instalação de medidores de recalque profundo (tassômetros), estes devem ser dispostos no mesmo alinhamento vertical dos marcos para que haja melhor entendimento do comportamento do maciço. A quantidade desses instrumentos a ser instalada depende do tipo de maciço a ser escavado, dimensões e criticidade da escavação, sendo sempre necessário levar em consideração as eventuais interferências com as estruturas já existentes na área onde serão instalados.

A instrumentação para monitoramento das movimentações das estruturas deverá ser instalada nas edificações situadas dentro da área de influência da escavação. A quantidade e tipo dos instrumentos dependerá dos critérios de projeto e tipo de estrutura a ser monitorada. De acordo com a prática brasileira atual, edificações mais altas, com criticidades estruturais ou geotécnicas ou com maior valor cultural e histórico agregado tendem a demandar maior quantidade de instrumentos. Em edificações de menor altura (normalmente < 5 pavimentos), apenas pinos de recalque são utilizados para medição do deslocamento pontual através de nivelamento topográfico. Em edificações de maior altura (normalmente ≥ 5 pavimentos), marcos refletivos podem ser instalados com o objetivo de criar um plano de monitoramento dos deslocamentos e, posteriormente, cálculo das deformações sendo, por isso, instalados no mínimo 3 em cada face que se deseja monitorar. Alternativamente podem ser instalados tiltímetros, instrumentos que fornecem a distorção angular e, em alguns casos, também o recalque do ponto de instalação e são instalados em edifícios de maior altura, normalmente, mais de 10 pavimentos.

2 METODOLOGIA

Já é consolidado na literatura técnica, desde a proposição por Peck (1969) com base em observações empíricas, que a bacia de recalques gerada na

superfície do terreno pela construção de túneis em solo, seja geralmente estimada assemelhando-a, transversalmente ao eixo de escavação, a uma curva de distribuição normal (curva de Gauss). Este método fornece uma representação adequada do comportamento do terreno superficial após a escavação de um túnel (Bertuzzi, 2020).

O presente trabalho apresenta um estudo através do método da curva de Gauss para análise, em nível preliminar, da bacia de recalques gerada pela escavação de dois túneis distantes 20 e 45 m entre eixos. Sendo também exibida a análise paramétrica realizada para comparação dos recalques e danos gerados para as duas seções de análise.

Este método analítico é amplamente utilizado em projetos em níveis conceituais e básicos para previsão da bacia de recalques resultante na superfície do terreno (ITA-AITES, 2006). Para projetos executivos, em que se possui maior informação das características do terreno, análises numéricas podem oferecer valores mais precisos considerando as condições de contorno existentes no local de implantação.

O método gaussiano assume que o recalque superficial é causado unicamente devido a um volume de solo que se move para dentro do túnel após a escavação. Este volume é chamado de “perda de volume” e é um parâmetro que é estimado empiricamente a partir de registros de casos de monitoramento de campo de túneis construídos por diferentes métodos e em diferentes condições de solo. A hipótese fundamental do modelo gaussiano é que a perda de volume da seção do túnel por metro linear de escavação (V_p) é igual ao volume gerado pela bacia de recalque transversal na superfície, que é definido pela Equação 1 (equação da curva de Gauss):

$$S_v = S_{max} * e^{\frac{(-y^2)}{2i^2}} \quad (1)$$

Em que:

S_v = recalque no ponto calculado [m];

S_{max} = recalque máximo no eixo transversal [m];

y = distância horizontal do eixo transversal [m];

i = distância horizontal da linha central do túnel até o ponto de inflexão da calha de assentamento [m];

A Equação 2 e 3 fornecem o cálculo para S_{max} e i :

$$S_{max} = \frac{V_p}{i\sqrt{2\pi}} \quad (2)$$

$$i = k z_0 \quad (3)$$

Em que:

z_0 = profundidade da superfície ao eixo do túnel [m];

k = parâmetro de extensão da bacia de recalques e relacionado às condições do solo;

V_p = é a perda de volume do túnel e é geralmente expressa como uma porcentagem do volume da seção escavada do túnel (V_f) por metro linear de túnel [%]. Este índice foi denominado por Peck (1969) “perda de solo” e é comumente utilizado como parâmetro de avaliação do desempenho de escavações em termos de recalques induzidos na superfície.

Alguns valores típicos para perda de solo em túneis executados em argilas rijas, são 1% a 2%. Para túneis escavados em areias e argilas por TBMs pressurizados de face fechada (tipo EPB ou Hydroshield), um alto grau de controle de recalque pode ser alcançado com perdas de solo frequentemente na faixa de 0,5% a 1%. Condições de solo deformável em frente mista podem levar a recalques maiores, particularmente onde areias ou cascalhos se sobrepõem a argilas rijas. Para túneis escavados pelo método NATM, podem ser esperados valores de perda de solo entre 1 e 5%. Duarte *et al.* (2008) estimaram, através de dados de instrumentação de marcos superficiais, a bacia de recalque gerada na escavação de uma estação de metrô em solos sedimentares da bacia de São Paulo, tendo encontrado valores de perda de solo na faixa entre 0,8 e 3,0%.

O parâmetro “k” está relacionado com a extensão lateral da bacia de recalque e depende do tipo de solo. Segundo Ágreda e Toledo (2008), este parâmetro varia de 0,2 a 0,3 para solos granulares, entre 0,4 e 0,5 para argilas duras até 0,7 para argilas siltosas moles. Estes autores ainda comentam que, como regra geral, a largura da bacia de recalque na superfície do terreno é cerca de três vezes a profundidade do túnel para túneis escavados em argila. Os valores do parâmetro “k” frequentemente utilizados são 0,5 para argila e 0,25 para areias e cascalhos. Mair *et al.* (1993) comentam que o valor do parâmetro “k” aumenta com a profundidade para recalques subterrâneos e Jones (2010) traz uma nova sobreposição de equação considerando a profundidade, uma vez que o autor comenta que a equação de Mair *et al.* (1993) superestimaria este parâmetro.

Os recalques gerados pelas escavações provocam distorções nas estruturas lindeiras e os limites aceitáveis para essas distorções variam de acordo com o tipo, idade e manutenção das estruturas existentes. Observa-se, ainda, que o impacto das distorções superficiais sobre as edificações depende em boa medida da qualidade das fundações e da rigidez estrutural destas. Edificações com fundações profundas e estruturas mais rígidas tendem a ser menos suscetíveis às distorções superficiais que aquelas com fundações diretas e estruturas mais flexíveis (Mair, 2011). A Tabela 1 apresenta um

exemplo de proposição de valores de distorção que estão relacionados aos danos gerados nas estruturas.

Tabela 1 – Exemplo de valores limites para distorções

Classificação	Limite	Ação típica
Normal	$< 1/500$	Comportamento normal
Atenção	$1/500 \leq$ distorção \leq	Revisão projeto e método construtivos. Aumentar o monitoramento da instrumentação
	$1/300$	
Alerta	$> 1/300$	Parar a escavação. Revisar o projeto e método construtivo.

3 RESULTADOS

Para o presente estudo, desenvolveu-se análise paramétrica com variação dos parâmetros de entrada para se avaliar a influência do parâmetro “ k ” e do parâmetro “perda de solo”. Para isto, foi arbitrado um túnel com diâmetro equivalente de 11 m e profundidade da superfície do terreno até o eixo do túnel de 25 m.

Para o parâmetro “ k ”, foram utilizados valores de 0,250, 0,375 e 0,500, para simular, respectivamente, um maciço mais arenoso, maciço misto como areno-argiloso/argilo-arenoso e mais argiloso com diferentes valores de perda de solo. O maciço misto foi avaliado, pois na região de estudo a estratigrafia local é caracterizada por solo de origem sedimentar com presença intercalada de camadas mais arenosas e argilosas. A Figura 1 e Tabela 2 apresentam os valores e gráficos da variação do recalque máximo quando variado o parâmetro “ k ” e a perda de solo. Verifica-se que a relação entre estas variáveis é linear e que o solo arenoso gera maior recalque apresentando maior variação entre solo misto e arenoso quando comparado entre um solo argiloso e misto.

Tabela 2 – Valores de recalque máximo (mm) para variação de perda de volume e parâmetro k

Parâmetro k	Perda de solo (%)						
	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
0,250	30,32	60,64	90,96	121,28	151,60	181,92	212,24
0,375	20,21	40,43	60,64	80,85	101,07	121,28	141,49
0,500	15,16	30,32	45,48	60,64	75,80	90,96	106,12

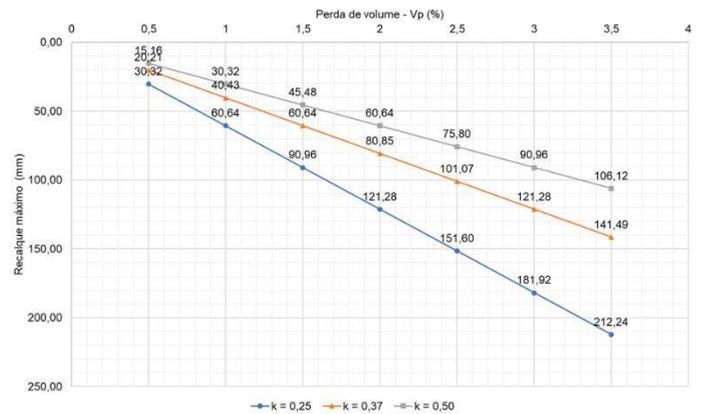


Figura 1 – Valores de recalque máximo para variação de perda de volume e parâmetro k .

Ainda sobre o parâmetro “ k ”, que determina a abrangência transversal da bacia de recalques, representando o espalhamento da curva Gauss no eixo X, tem-se a Figura 2. Nesta figura se observa que solos argilosos tendem a apresentar menor recalque máximo, porém maior abrangência da bacia de recalques na superfície do terreno quando comparados com solos mais arenosos.

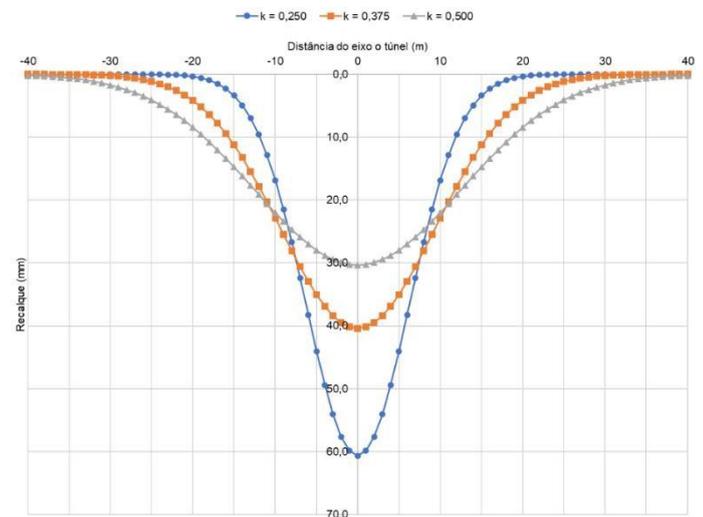


Figura 2 – Bacias de recalques considerando variação do parâmetro k .

Conforme já comentado, o solo presente na região do estudo é classificado como misto e, por isso, as bacias de recalques apresentadas nas Figura 3 a Figura 5 consideram o parâmetro $k = 0,375$ para os cálculos. Para os casos apresentados, variou-se a perda de solo em 1,0%, 2,0%, que é o máximo dos valores típicos apresentado por Bertuzzi (2020), e 3,0% que foi o valor encontrado por Duarte *et al.* (2008) para solo com características geológicas similares. Com isto, calcularam-se as bacias de recalques geradas.

A Figura 3 exibe as bacias de recalques geradas por um único túnel em solo misto para as diferentes perdas de solo consideradas apresentando, da mesma

forma que na Figura 1, linearidade entre os valores máximos de recalque quando considerado um mesmo tipo de solo.

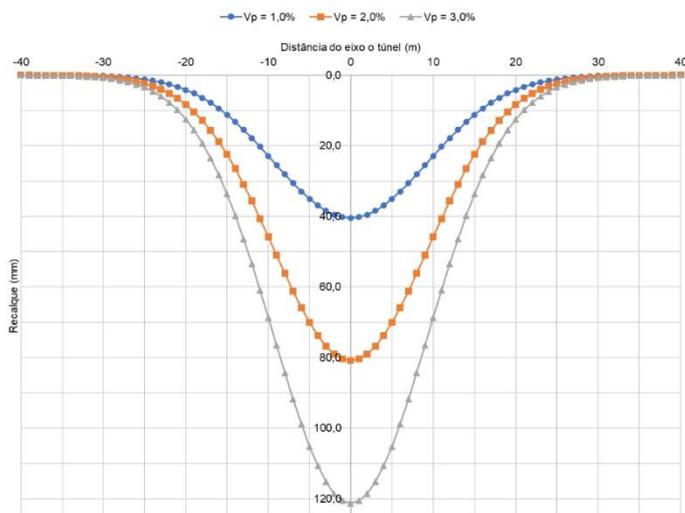


Figura 3 – Bacias de recalque para solo misto com diferentes perdas de solo.

As Figura 4 e Figura 5 apresentam as bacias de recalques geradas para um solo misto com a variação da perda de solo e para distâncias entre os eixos dos túneis de 20 m e 45 m, respectivamente.

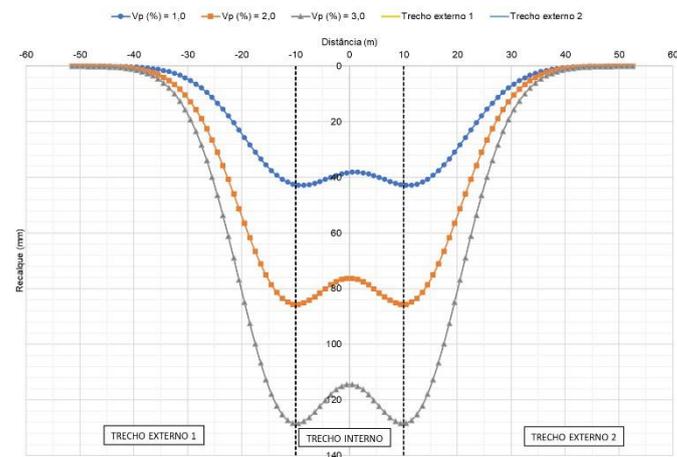


Figura 4 – Bacias de recalques para solo misto com diferentes perdas de solo e túneis distantes entre eixos em 20 m

Neste caso, túneis com eixos mais próximos geraram menor área de abrangência da bacia de recalque e recalques máximos maiores por ter ocorrido sobreposição das áreas de influência unitárias (Figura 4), sendo estas condições dependentes da distância existente entre os eixos dos túneis. No entanto, no trecho interno desta bacia de recalque, o deslocamento vertical estimado tende a ser total e não diferencial, gerando menor distorção para as estruturas lindeiras à escavação.

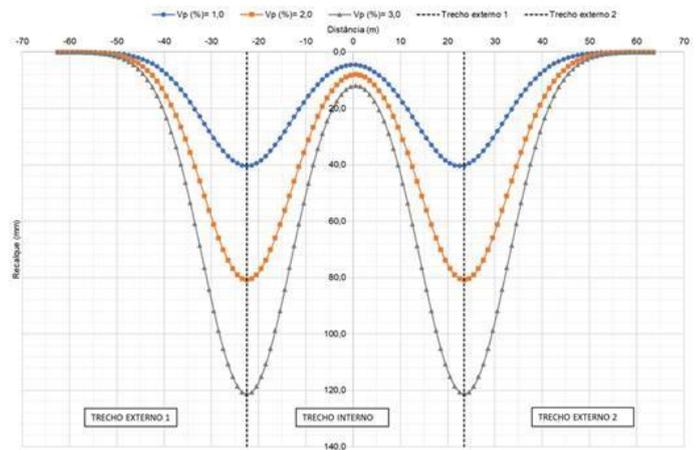


Figura 5 – Bacias de recalque para solo misto com diferentes perdas de volume e túneis distantes entre eixos em 45 m

Quando analisada a bacia de recalque dos túneis distantes 45 m entre eixos, verifica-se a presença de pontos de inflexão mais acentuados (Figura 5), gerando regiões com maior distorção o que é mais prejudicial para edificações existentes próximo às escavações.

A Tabela 3 exhibe as classificações de danos potenciais nos trechos internos e externos das curvas estimadas das bacias de recalque para as duas seções analisadas, em que o dano potencial gerado no trecho interno dos túneis mais próximos é classificado como “baixo” enquanto nos túneis mais distantes, este ficaria “alto”.

Tabela 3 – Classificação comparativa de danos potenciais estimados para as diferentes seções.

	Seção eixos distantes 45 m			Seção eixos distantes 20 m		
	Vp/Vf = 1%	Vp/Vf = 2%	Vp/Vf = 3%	Vp/Vf = 1%	Vp/Vf = 2%	Vp/Vf = 3%
Trecho externo 1	Dano baixo	Dano médio	Dano alto	Dano baixo	Dano médio	Dano alto
Trecho interno	Dano baixo	Dano médio	Dano alto	Dano baixo	Dano baixo	Dano baixo
Trecho externo 2	Dano baixo	Dano médio	Dano alto	Dano baixo	Dano médio	Dano alto

Com base na determinação da abrangência e distribuição das bacias de recalques, juntamente com os dados das edificações e infraestruturas presentes na área de influência da escavação, os sistemas de instrumentação com relação à movimentações do solo e das edificações lindeiras podem ser projetados.

4 CONCLUSÃO

O método empírico da curva de Gauss, conforme proposto por Peck (1969), é um método analítico amplamente utilizado para estimativas iniciais, quando se objetiva quantificar os recalques e a

abrangência da bacia de recalques a ser gerada por uma escavação subterrânea em solo. Este método demanda dados de entrada que dependem do tipo de solo, área da seção escavada e comportamento frente à escavação (perda de solo estimada).

Para exemplificar a aplicação do método foi apresentado um estudo paramétrico com a variação da perda de solo e dos parâmetros de solo, sendo considerado um solo misto (areno-argiloso) para a análise comparativa da escavação de 2 seções em que os túneis estavam distantes 20 e 45 m entre eixos.

Como resultado, observou-se que túneis com eixos próximos geram recalques máximos maiores e menor extensão da bacia de recalque pela sobreposição das bacias unitárias. No entanto, quanto ao dano estimado para as estruturas lindeiras à escavação, esta geometria tende a gerar dano potencial mais baixo na região central da bacia de recalque quando comparado ao estudo com túneis com eixos mais distantes.

O monitoramento das frentes de escavação deve ser realizado através de instrumentação instalada no interior do maciço escavado, na superfície do terreno e nas edificações localizadas na área de influência da escavação. Marcos superficiais, pinos de recalque, marcos refletores e tiltímetros instalados nas estruturas lindeiras e na superfície do terreno possibilitam o adequado monitoramento do comportamento do maciço e das edificações e infraestruturas presentes na superfície de modo que a realização da obra subterrânea possa ocorrer com segurança e sem causar danos à população urbana.

5 REFERÊNCIAS

Ágreda, E. A. P; Toledo, M. A. A. 2008. *Jornada técnica. Movimientos de edificios inducidos por excavaciones: Criterios de Daño y Gestión del Riesgo*.

Bertuzzi, R. 2020. *Tunnel Desing Handbook*. 4th Edition.

Duarte, J. M. G., et al. 2008. *A escavação da Estação Paulista do metrô de São Paulo: análise do seu desempenho com base na instrumentação*. Congresso Brasileiro de Túneis.

Fontes, S. V. A. C. M.; Cavalcanti, M. C. R.; Ribeiro, W. N. 2024. *Comparação entre MEF e Métodos Empíricos na Determinação do Ponto de Inflexão na Bacia de Recalques de Túneis Gêmeos*. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica (COBRAMSEG).

ITA-AITES. 2006. *Settlements induced by tunnelling in soft ground*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (2007): 119-149.

Jones, B. 2010. *Low-volume-loss tunnelling for London ring main extension*. In: Proc. Inst. Civil Eng. Geotech. Eng., Vol. 163 (3): 167-185.

Mair, R. J. 2011. *Tunnelling in urban areas and effects on infrastructure - Muir Wood Lecture*.

Mair, R.J. Taylor, R.N. and Bracegirdle, A. 1993. *Subsurface settlement profiles above tunnels in clay*. *Géotechnique*, Vol. 43 (2): 315–320.

Mair, R.J.; Taylor, R.N. 1997. *Bored tunnelling in the Urban environment*. In: Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 2353–2385.

Peck, K R. B. 1969. *Deep excavations and tunneling in soft ground*. In: 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 225-290.

Agradecimentos:

Os autores agradecem à G5 Engenharia pela oportunidade e pelo apoio prestado durante o estudo realizado.

Estação PUC – Desafios de túneis de grande diâmetro em solo residual

G. Aguiar, I. Teixeira, F. Abreu & L. Carvalho
Acciona Construcción S.A., São Paulo, Brasil

C. Campanhã, P. França, M. Gurgueira, D. Di Carlo
CJC Engenharia e Projetos, São Paulo, Brasil

RESUMO: A Linha 6 de São Paulo é o maior projeto de infraestrutura em andamento atualmente na América Latina. Um destaque do projeto é a Estação PUC-Cardoso de Almeida, onde a escavação dos túneis, com 250 m², é realizada não apenas em uma área totalmente urbanizada, mas diretamente sob um edifício de 40 m de altura, em solo residual e saprólito de gnaiss/xisto. Historicamente, os recalques superficiais e as taxas de perda de solo durante a escavação de túneis nesse tipo de material em São Paulo são bastante altas e capazes de causar grandes impactos nos edifícios ao redor. Neste artigo serão apresentados os estudos de projeto, incluindo solução de melhoramento do maciço, para viabilizar a escavação dos túneis com um nível de recalque reduzido de maneira a não afetar as estruturas existentes na superfície, além de proporcionar uma aceleração do cronograma do projeto.

1 INTRODUÇÃO

A Linha 6 do Metrô de São Paulo é o maior projeto de infra-estrutura em andamento na América Latina e um dos projetos atuais mais desafiadores do mundo. Trata-se de um mega projeto de design-build que contempla a construção simultânea de 15 estações, 17 poços, mais de 15 km de túnel mecanizado e cerca de 3 km de túneis não mecanizados.

Devido ao traçado da linha, as estações são construídas em zonas urbanas densamente povoadas, com presença de edifícios altos e redes urbanas na área de influência das escavações. Algumas estações chegam a ter profundidade superior a 60 m, com condições geológicas desfavoráveis e necessidade de controle de pressões hidrostáticas a altas profundidades.

O objeto deste artigo é a Estação PUC-Cardoso de Almeida. O poço da estação tem mais de 60 m de profundidade e o túnel do corpo da estação tem uma área de escavação total de 253 m², sendo escavado em

método NATM diretamente subjacente a um edifício de 15 pavimentos e com condições geológicas desafiadoras. A viabilização da escavação da estação passa por reduzir os impactos gerados no entorno, principalmente através da redução do nível de recalques superficiais.

2 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

A Estação PUC-Cardoso de Almeida apresenta três diferentes compartimentos geológicos (Gurgueira, 2013; Riccomini 2004), sendo do topo para a base: os aterros (1), a Formação São Paulo (3) e o solo residual jovem e saprólito de gnaisses/xistos do Complexo Embu (5). A Figura 1 apresenta a seção geológico-geotécnica longitudinal para o corpo da Estação PUC-Cardoso de Almeida.

As investigações indicaram uma camada de aterro (1) de composição variada distribuído superficialmente em toda a área, com espessura de 0,50 até 4,50 m. O nível d'água freático acompanha o desnível da topografia, sendo observado entre as cotas 778 e 780 m. Em relação a piezometria, os piezômetros

instalados ainda nas camadas arenosas da Formação São Paulo demonstram carga semelhante à cota do nível freático. Já o piezômetro instalado com seção filtrante em saprólito indica carga hidráulica cerca de 10 m menor, em torno da cota 768 a 773 m.

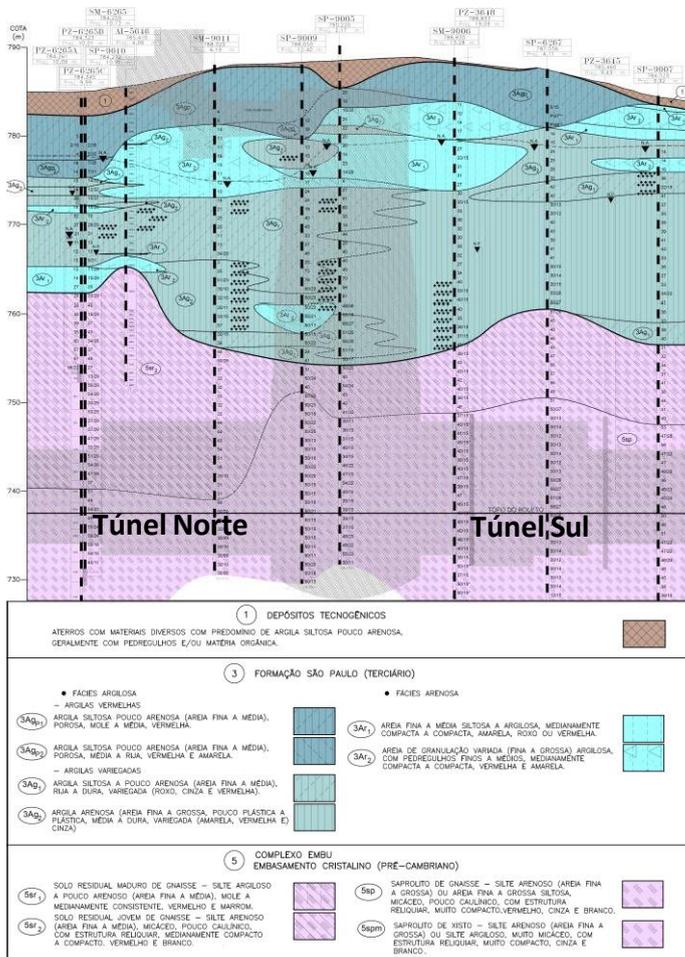


Figura 1: Seção geológico-geotécnica longitudinal

Os depósitos sedimentares da Formação São Paulo ocorrem na sequência dos aterros por toda a área da Estação PUC-Cardoso de Almeida. Em sua porção superior (acima da cota 775 m) ocorrem as argilas porosas, siltosas e pouco arenosas, muito moles a médias (3Agp1) até rijas (3Agp2), seguidas por argilas rijas a duras siltosas (3Ag1) com passagens localizadas de argilas arenosas (3Ag2), que predominam nessa região e nas quais é frequente a ocorrência de concreções ferruginosas, além de camadas ou lentes arenosas medianamente compactas a muito compactas, de areia fina a média (3Ar1) ou de areia média a grossa com pedregulhos milimétricos e, por vezes, centimétricos (3Ar2), siltosas a argilosas.

A Estação PUC-Cardoso de Almeida está situada em uma porção da Bacia Sedimentar de São Paulo onde os sedimentos da Formação São Paulo se depositaram diretamente sobre alto estrutural do embasamento cristalino Pré-Cambriano (horst), composto por gnaíses/xistos do Complexo Embu e seus produtos de alteração.

O contato da Formação São Paulo com o embasamento se dá com o solo residual jovem de gnaíse, em torno da cota 755 m na área do Poço. Trata-se de silte arenoso (areia fina a média), micáceo, pouco caulínico a caulínico, pouco compacto a até muito compacto, com ocorrências de areias finas a grossas, micáceas, sotopostos por saprólito de gnaíse composto por silte arenoso (areia média a grossa) com fragmentos milimétricos de quartzo e feldspato, micáceo, pouco caulínico, com estrutura reliquiar (foliação e bandamento composicional), muito compacto e localmente saprólito de xisto, composto por silte arenoso a argiloso muito micáceo. A figura a seguir apresenta fotografias de detalhes dos solos residuais e saprólitos presentes na estação.



Figura 2: Amostra de solo residual de gnaíse (PUC-01), saprólito de gnaíse (PUC-02) e saprólito de xisto (PUC-03).

Desta forma, o túnel sul da Estação foi escavado integralmente em saprólito de gnaíse e de xisto. Já o túnel norte da Estação escavou o contato entre solo residual jovem de gnaíse e saprólito de gnaíse e xisto, conforme imagem a seguir.



Figura 3: Frente da escavação do Side Drift da Estação PUC mostrando o contato entre o solo residual jovem (5sr2) e o saprólito micáceo (5spm)

3 CONDICIONANTES E DESAFIOS

3.1 Área de implantação

A escavação do poço e do túnel da estação PUC ocorre em zona densamente ocupada caracterizada pela presença de diversas edificações e redes públicas muito próximas às escavações. A área de canteiro é extremamente reduzida para a dimensão da obra, representando um desafio logístico para implantação. O poço principal ocupa integralmente a rua João Ramalho e está ao lado da rua Cardoso de Almeida, importante ramal viário na região.

No entorno destacam-se 3 edifícios de grande porte na área de influência das escavações incluindo um edifício de 15 pavimentos diretamente sobre o túnel do corpo da estação. Estes edifícios têm fundação em tubulão com a base assentada na camada de argila rija em profundidades entre 8 e 12 m da superfície, resultando em uma cobertura de 28 a 32 m entre o topo da calota do túnel e a base das fundações



Figura 4: Vista aérea e projeção da implantação da Estação PUC e edificações no entorno.

3.2 Experiências anteriores em túneis escavados em solos residuais de gnaiss

As condições geológicas heterogêneas com complexo comportamento geomecânico são fatores críticos para a escavação de um túnel em solo residual e saprólito de gnaiss. Obras executadas anteriormente neste tipo de maciço mostram que há diferenças relevantes entre o comportamento previsto e o comportamento real da escavação. Um dos fatores pode ser a falta de um modelo constitutivo representativo do comportamento desses solos na modelagem numérica.

Experiências em obras anteriores do Metrô de São Paulo neste tipo de maciço indicam elevados recalques superficiais e taxas de perda de solo. Registros de recalques ocorridos na escavação em

NATM dos túneis de via da Linha 4 em solos residuais, escavados nas décadas de 2000 e 2010, apontam recalques superficiais médios de 60 mm e máximos de 278 mm, resultando em perdas de solo médias de 2,2 % (Bilfinger et al., 2013). Já na escavação do túnel de via da Linha 5, também em NATM em solos residuais de gnaiss, executado na década de 2010, os recalques superficiais médios registrados foram de 113 mm, com valores máximos de até 417 mm. A perda de solo média foi de 3% (Silva et al., 2014). Os autores destacam que um percentual significativo dos recalques foi ocasionado por adensamento. Em relação ao túnel da Linha 5, Teixeira et al. (2017) destacam aspectos construtivos cruciais em escavações realizadas em saprólito. Esses incluem instabilidades locais decorrentes da heterogeneidade e da estruturação reliquiar da rocha matriz, além do comportamento errático do fluxo de água no maciço, governado pelas descontinuidades do saprólito. Um resumo dos registros dos recalques e perdas de solo registrados nas obras das Linhas 4 e 5 são apresentados nas Figuras 5 e 6.

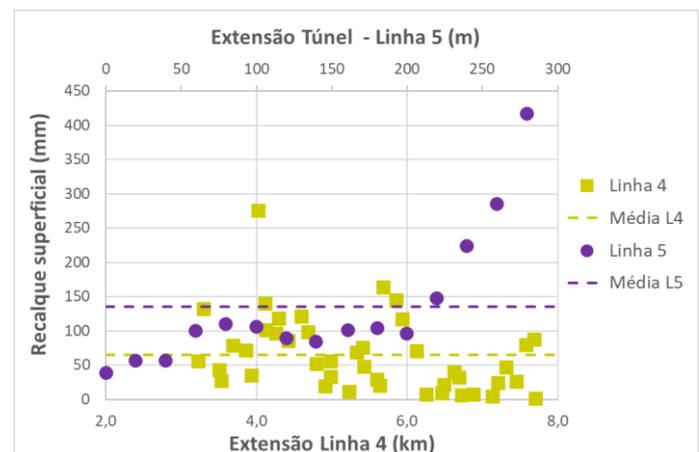


Figura 5: Compilado dos registros de recalques em obras anteriores do Metrô de São Paulo em NATM em solo residual. Adaptado de Bilfinger et al. (2013) e Silva et al. (2017).

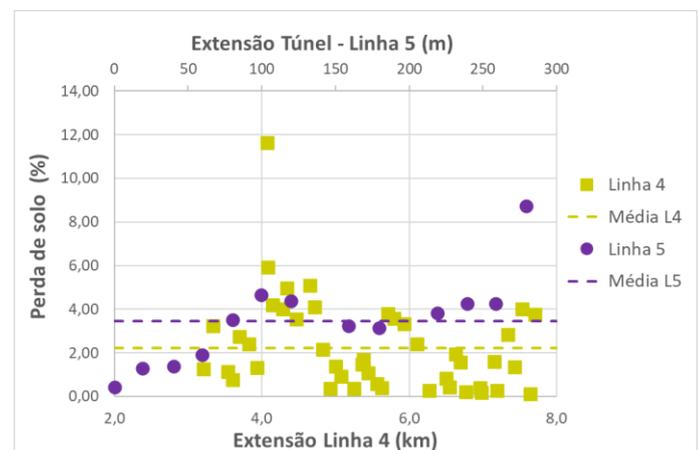


Figura 6: Compilado dos registros de perdas de solo em obras anteriores do Metrô de São Paulo em NATM em solo residual. Adaptado de Bilfinger et al. (2013) e Silva et al. (2017).

Destaca-se o comportamento peculiar do saprólito, que, apesar do elevado número de golpes em ensaios SPT, indicadores de alta compactidade e dureza, quando desconfinado pela escavação de túneis apresenta instabilidades locais e elevadas deformações. Esse comportamento também resulta na redução da capacidade de carga do solo como fundação, evidenciada por registros de recalques internos nos túneis.

4 DEFINIÇÕES DE PROJETO

A Estação PUC é composta por um poço circular e dois túneis para o corpo da estação em NATM, um sentido norte e outro sentido sul, além dos túneis de passagem para acessos. O poço da estação é engarrafado, com diâmetro escavado de aproximadamente 35 m próximo a superfície a 44 m próximo ao fundo, com profundidade da ordem de 60 m. Os túneis possuem cerca de 21 m de largura, 16 m de altura e 46 m de comprimento cada, resultando em um conjunto para a estação com aproximadamente 136 m de comprimento.



Figura 7 – Corte longitudinal esquemático da Estação PUC-Cardoso de Almeida da Linha 6 – Laranja.

O túnel do corpo da estação possui seção transversal que totaliza 253 m² de área de escavação. O projeto contempla a parcialização da escavação com dois side drifts, meia seção e rebaixo, escavados através da metodologia NATM utilizando a aplicação de concreto projetado com 45 cm de espessura e cambota treliçada para o revestimento primário. A Figura 8 demonstra a distribuição de áreas relativas a cada etapa de parcialização da escavação do túnel do corpo da estação. O revestimento secundário do túnel é constituído por concreto moldado.

Os métodos de controle de estabilidade foram a parcialização da seção, tratamentos de maciço e controle da água subterrânea. O tratamento foi projetado para constituir um pré-revestimento de no mínimo 3 m de espessura ao redor da escavação da

calota do túnel, realizados previamente às escavações, de maneira vertical, a partir da superfície.

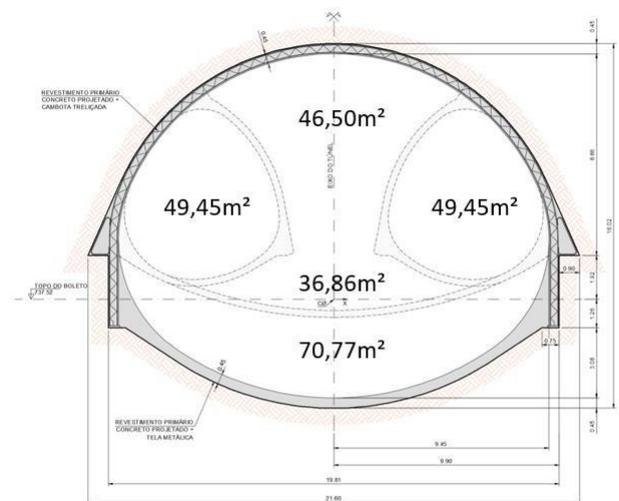


Figura 8 – Parcialização da escavação do túnel do corpo da estação.

O tratamento do solo projetado para o túnel é composto por colunas secantes de Jet Grouting com um diâmetro teórico de 1,0 m com espaçamento de 0,90 x 0,75 m para promover um comportamento quase “monolítico” do solo durante a fase de escavação. Onde a execução das colunas de Jet Grouting não fosse possível devido ao espaço limitado disponível para os trabalhos na superfície, a solução alternativa adotada foi o tratamento horizontal executado a partir do interior dos túneis. Em complemento, para os side drifts foram previstos tratamentos de teto com bulbo contínuo (CCPh com tubo schedule) e de frente, com pregagens com barra de fibra de vidro.

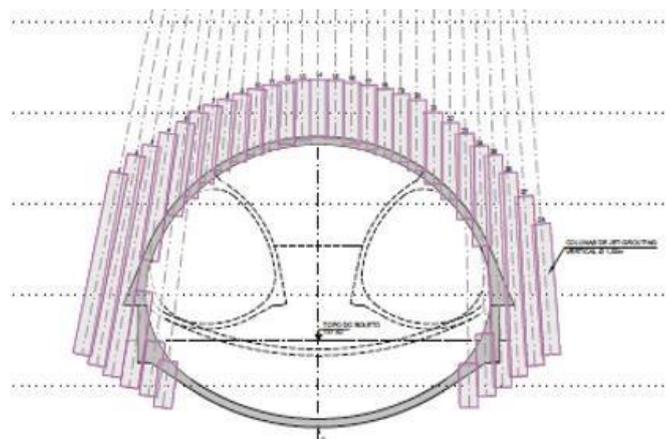


Figura 8 – Disposição do tratamento vertical em relação à seção do túnel.

Essa abordagem apresenta uma série de vantagens: uma melhoria significativa na estabilidade global e local do túnel, no efeito de arqueamento e uma redução geral de tensões aplicadas do revestimento; diminui os recalques; reduz a permeabilidade e aumenta a eficiência da escavação.

O dimensionamento do revestimento dos túneis foi feito através de análise numérica evolutiva pelo método dos elementos finitos. O solo foi modelado como material elásto-plástico perfeito com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O tratamento foi simulado como material com propriedades equivalentes à resistência de 2 MPa, valor típico para resistência de jet grouting.

Além da estimativa de esforços no revestimento, os modelos numéricos fornecem uma estimativa de recalque e perda de solo que norteiam os valores de referência da instrumentação. As análises numéricas resultaram em perdas de 0,80% para o lado norte e 1,52% para o lado sul, com recalque máximo estimado de 34 e 62 mm, respectivamente.

Para construção do mapa de recalques e distorções, foram consideradas as perdas de solo de 1,5% para o lado norte e 2,1% para o lado sul, que resultou níveis de referência de recalque da ordem de 40mm e 70mm para os marcos superficiais no eixo dos túneis, respectivamente. Nesse cenário não há previsão de dano estrutural (Rankin, 1988) para nenhum edifício lindeiro.



Figura 9 – Mapa de recalques estimados devido à escavação dos túneis do corpo da estação.

5 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A execução do tratamento de solo vertical apresentava diversos desafios. A área disponível para executar as colunas era bastante reduzida, pela proximidade às edificações lindeiras e a presença de árvores e utilidades nas ruas. Para o tratamento do túnel norte havia uma área disponível de 387 m² para tratar uma área de 901 m², e para o túnel sul apenas 16 m² para tratar uma área de 427 m². Uma vista aérea do canteiro com as áreas utilizadas pode ser vista nas imagens a seguir.

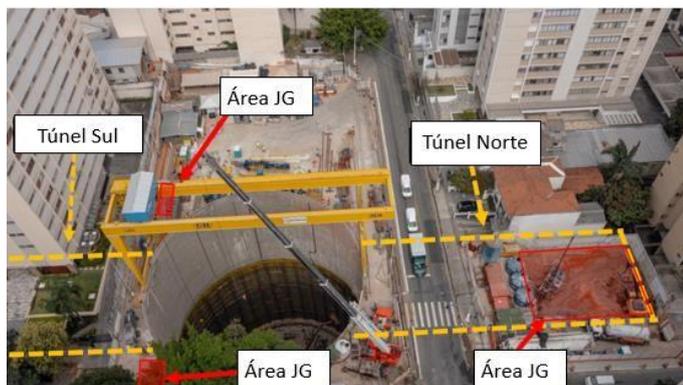


Figura 10 – Vista aérea da Estação PUC, destacando as áreas disponíveis para execução do tratamento vertical.



Figura 11 – Tratamento vertical do Túnel Norte em execução.

Tendo em vista tais condições adversas, foi concebido um projeto geométrico para maximizar a área de melhoria que seria realizada, visando, no mínimo, melhorar o solo na maior parte do Túnel Norte e sob o edifício no Túnel Sul. Os desafios executivos para o tratamento foram inúmeros, com colunas com mais de 60 m de profundidade chegando até o limite de inclinação aceitável para as perfuratrizes (até 35°) e múltiplas colunas começando de quase o mesmo ponto, a fim de cobrir o espaço necessário.

A garantia de abertura de colunas de Jet Grouting em solo com alta heterogeneidade e alta compactação teórica foi um ponto fundamental para o sucesso do projeto. Para isto, o tratamento foi realizado sem o uso de ar comprimido, pois a capacidade teórica adicional para "abrir" uma coluna de grande diâmetro comprometeria a confiabilidade do sistema e a viabilidade de usar inclinações máximas em grandes profundidades. Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros executivos do Jet Grouting aplicado.

Tabela 1. Parâmetros para as colunas JG

Pressão de injeção (bar)	280-340
Rotações por minuto	5-10
A/C	1,0-1,5
Consumo de cimento (kg/m)	580-600
Diâmetro teórico (m)	1,0

O tratamento para os túneis durou 6 meses, sendo realizado simultaneamente ao revestimento secundário do poço e permitindo que a escavação completa dos túneis fosse realizada em menos de um ano. O volume total de injeção de Jet Grouting foi de cerca de 7.400 m³, associado a um comprimento de perfuração de 62.600 m e 9.400 m de colunas injetadas. As fotos a seguir retratam diferentes momentos da execução do túnel.



Figura 12 – Escavação da calota do Túnel Norte, onde é possível visualizar algumas colunas de JG.



Figura 13 – Finalização da escavação do arco invertido definitivo do Túnel Sul

6 AVALIAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação dos túneis é composta por marcos superficiais e tassômetros dispostos em 5 seções transversais ao eixo do túnel norte e 5 seções transversais ao eixo do túnel sul, conforme ilustrado

nas figuras a seguir. Dentro dos túneis foram medidas convergências e recalques internos. Além disso, os edifícios no entorno foram instrumentados com marcos reflexivos e clinômetros automatizados.

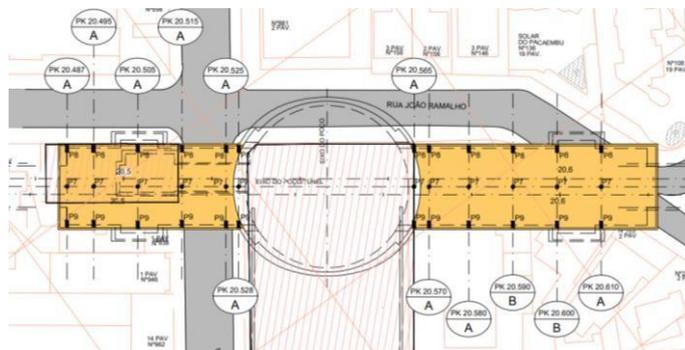


Figura 14 – Planta com a locação das seções de instrumentação internas e externas.

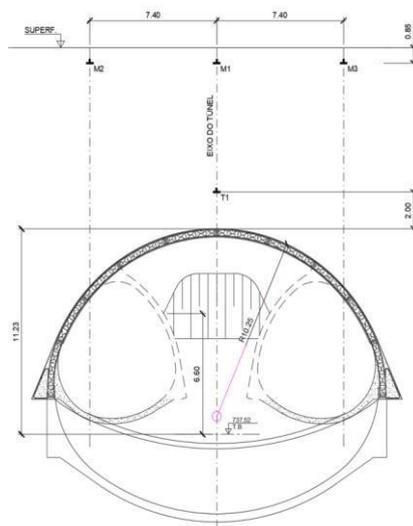


Figura 15 – Arranjo da seção típica de instrumentação.

O gráfico da Figura 16 apresenta os máximos recalques superficiais medidos no eixo da escavação ao longo do túnel em todas as seções de instrumentação. No Túnel Norte os recalques variaram entre 21 e 25 mm, enquanto no Túnel Sul os recalques medidos estiveram entre 15 e 19 mm. Os recalques medidos no Túnel Norte foram por volta de 30% superiores aos recalques no Túnel Sul, o que sugere uma correlação com a geologia mais desfavorável e significativa sensibilidade do solo residual às escavações, enquanto o saprólito escavado no Túnel Norte tem maior competência geomecânica.

Avaliando as bacias de recalque e as perdas de solo equivalentes obtidas nas seções de instrumentação, obtém-se perdas de solo da ordem de 0,6 a 0,7 % no Túnel Norte e entre 0,35 e 0,4% no Túnel Sul, valores consideravelmente inferiores em relação às experiências anteriores em geologia semelhante, o que atesta a eficiência da metodologia adotada, bem como os ajustes realizados durante a fase de construção.

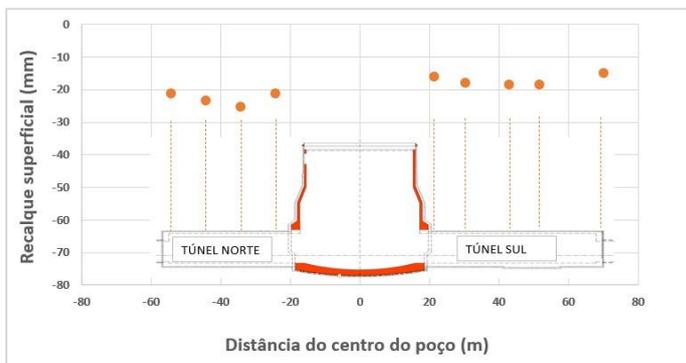


Figura 16 – Recalques superficiais finais no eixo da escavação.

O desenvolvimento de um cenário mais favorável que o esperado se refletiu em impactos reduzidos nas edificações lindeiras mais relevantes. As distorções nas estruturas resultaram satisfatoriamente aquém dos valores considerados críticos para este tipo de edificação. Na figura a seguir estão representadas 3 seções formadas a partir dos pinos de edificação instalados nos pilares do edifício sob o Túnel Sul. Os recalques máximos medidos nos pilares sobre o eixo da escavação atingiram valores entre 30 e 37 mm e a máxima distorção medida foi de 1:800.

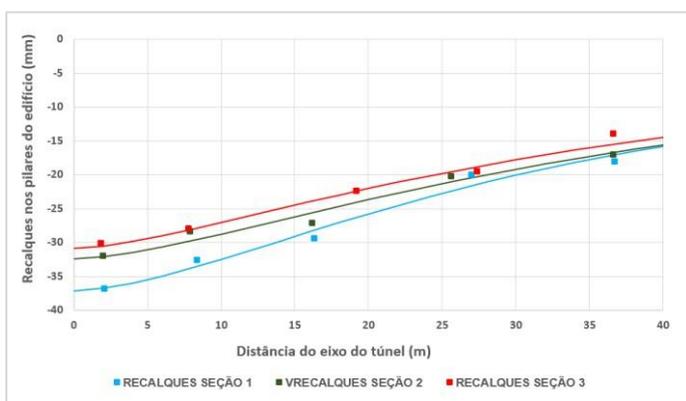


Figura 17 – Recalques medidos nos pilares do edifício sobre o Túnel Sul.

7 CONCLUSÕES

A execução de um túnel de grandes dimensões em contexto urbano é sempre um processo complexo que demanda soluções de engenharia por vezes únicas. No caso do túnel da Estação PUC o desafio foi potencializado pelas condições geológicas desfavoráveis e presença de edifícios de grande porte muito próximos à escavação.

Com base no histórico de grandes magnitudes de recalque em escavações em solos residuais e saprólitos gnáissicos, um impacto não admissível seria causado pela construção da Estação PUC-Cardoso de Almeida nos edifícios ao redor, incluindo um edifício de mais de 40 m de altura diretamente acima da escavação do túnel. Esse fato gerou a necessidade de desenvolver uma solução inovadora

que fosse capaz de reduzir significativamente o impacto nos edifícios ao redor e, se possível, acelerar a implementação da estação como um todo.

Como demonstrado ao longo deste artigo, um tratamento robusto no contorno da escavação com Jet Grouting, executado em condições técnicas e logísticas difíceis dentro de espaços apertados, permitiu que uma melhoria eficiente do solo fosse gerada, o que culminou em impactos negligenciáveis na superfície causados pela execução dos túneis da estação e aumentou a eficiência da escavação.

8 AGRADECIMENTOS

As equipes da obra e do projeto gostariam de agradecer à empresa Novatecna pelo apoio para viabilização da solução de tratamento em Jet Grouting em condições desafiadoras e ao Prof. Dr. Claudio Riccomini pelo apoio na definição do modelo geológico da Estação PUC.

9 REFERÊNCIAS

Bilfinger, W.; Silva, M. A.; Rocha H.; Celestino T. 2013. *Túneis em São Paulo*. In: Twin Cities: solos da região metropolitana de São Paulo e Curitiba, ABMS.

Gurgueira, M.D., 2013. *Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo*. São Paulo, 76 p. Dissertação de mestrado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo.

Riccomini, C., Sant'Anna, L.G., Ferrari, A.L., 2004. *Evolução geológica do Rift Continental do Sudeste do Brasil*. In: Mantesso Neto, V.; Bartorelli, A.; Carneiro, C.D.R.; Brito Neves, B. (Org.). *Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida*. São Paulo, SP: Beca, 2004, p. 383-405.

Silva M. A.; Aguiar G.; Teixeira I.; Ferreira A. 2017. *Desafios e soluções construtivas aplicadas na escavação de um túnel em saprólito e solo residual de gnaiss da linha 5 – Lilás do Metrô de São Paulo*. IV Congresso Brasileiro de Túneis, São Paulo

Teixeira I.; Silva M. A.; Aguiar G.; Di Bruno, F.; Rocha H.; Soares D. 2014. *Key Aspects of Tunneling in Tropical Residual Soil*, in: Proceedings of the World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, Brazil

Application of the Hybrid Lattice/Discrete Element Method in the Case Study of the ITÁ Hydroelectric Power Plant Simulating Failure by Spalling

Gustavo Augusto Froes Cardoso
University of Brasília, Brasília, Brazil

Leandro Lima Rasmussen
University of Brasília, Brasília, Brazil

ABSTRACT: In hard rock tunnel projects, there are two main ways to account for potential instabilities. One involves the intersection of discontinuities that fail under gravitational movements, while the other pertains to spalling caused by high in situ compressive stresses in intact rock. This phenomenon results from the formation of tensile-induced fractures, ultimately leading to a macroscopic shear failure process. From a numerical perspective, simulating the spalling process using continuous approaches presents challenges, as these methods struggle to model extensional fracturing. Consequently, the Discrete Element Method (DEM) is conventionally employed due to its ability to simulate microfracture propagation processes and reproduce such phenomena more realistically.

In this study, a combined approach integrating the Damage Initiation and Spalling Limit (DISL) with the Hybrid Lattice/Discrete Element Method (LDEM) is adopted. This modeling incorporates the Lattice Spring Network's connections among Voronoi cells generated through stochastic processes. This type of simulation does not require calibration of Young's modulus, Poisson's ratio, tensile strength, or strength envelopes for damage initiation. Therefore, it avoids the trial-and-error dependency often used to approximate the model to real-world behavior. While this methodology is promising, it has yet to be extensively validated for field situations. To address this, the approach will be applied to a case study of the diversion tunnel of the Itá Hydroelectric Power Plant, located in the Uruguay River basin, southern Brazil. The goal is to evaluate whether the results of this study can predictively reproduce the spalling phenomenon and the failure modes associated with this issue.

1 INTRODUCTION

Reproducing field conditions is challenging, especially when dealing with nonlinear materials. Although computational tools have evolved in processing capacity, the numerical behavior of rock tunnel models is better represented when interactions encompass microstructural to macrostructural conditions (Kärnbränslehantering et al., 2023).

As demonstrated by Cundall & Strack (1979), the Discrete Element Method (DEM) is particularly well-suited for incorporating these characteristics in rock modeling. DEM allows a more natural representation of the specific behaviors of rock material, standing

out for its ability to model the interactions and discontinuities inherent to the rock mass. In contrast, models based on the Finite Element Method (FEM) tend to treat material behavior as continuous, which may limit their ability to capture the nonlinear details of rocks.

Hajiabdolmajid et al. (2002) proposed a strength criterion that considers cohesion loss and friction mobilization as a function of plastic deformations. The *cohesion-weakening frictional-strengthening approach* (CWFS) successfully reproduced the *spalling* depths observed in the *Mine-by* experiment (Hajiabdolmajid et al., 2002). Later, Diederichs (2007) presented an approach based on Damage

Initiation and Spalling Limits (DISL), which employs Hoek-Brown strength envelopes for peak and residual states. However, the continuous nature of this approach showed limitations in representing the discontinuous processes associated with failure.

Several studies have sought to enhance the modeling of discontinuous behavior using DEM with different types of particles (Potyondy & Cundall, 2004; Vazaios et al., 2019; Liu et al., 2020), the spring lattice model (Rasmussen & de Farias, 2019), and the pseudo-discontinuous approach by Rógenes et al. (2022). However, all these studies relied on trial-and-error calibrations to adjust deformability and strength properties.

The model proposed by Rasmussen (2021) combined the *rigid body spring network* (Bolander & Saito, 1998) model with DEM, developing the hybrid LDEM (*lattice/DEM*) method. This approach eliminated the need for trial-and-error calibration, enabling the representation of single-block models with meshes free from spurious heterogeneities—furthermore, the model allowed for the control of mesh-intrinsic properties, such as fracture toughness. Subsequently, Rasmussen & Min (2024) proposed an approach for modeling *spalling* failures in hard rocks, which combined the advantages of LDEM with the DISL approach established by Diederichs (2007). This methodology could accurately simulate the failure observed in the *Mine-by* experiment. This study aims to evaluate the applicability of the LDEM model to simulate the spalling processes observed in the Itá Hydroelectric Power Plant.

2 CASE HISTORY

2.1 General Characteristics of the Project

The Itá Hydroelectric Power Plant, inaugurated in 2000, was the first significant hydropower development in the Uruguay River basin, located between the municipalities of Itá, in Santa Catarina, and Aratiba, in Rio Grande do Sul. This innovative project incorporated advanced technologies in both operational aspects and construction techniques. The region's geology is characterized by thick basaltic lava flows, approximately 400 meters thick, overlaid by layers of sedimentary rocks (Mafra, 2001; Barton & Infanti, 2004; Barton, 2010; Santos, 2023).

2.2 Underground Works

During the execution of the underground works — comprising five diversion tunnels (TD-1 to TD-5) and five penstock tunnels (TF-1 to TF-5), present in the Figure 1 — significant residual stresses in the rock mass were recorded, causing noises, displacements at the excavation face, and damage to the installed supports.

- **Diversion Tunnels:** Two lower tunnels (600 m long and arched-rectangular sections of 14

x 14 m) and three upper tunnels (550 m long and arched-rectangular sections of 15 x 17 m).

- **Penstock Tunnels:** Circular sections with an 8 m diameter and an average length of 180 m.

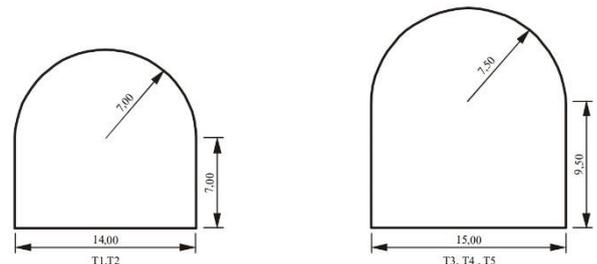


Figure 1 - Tunnel Cross-Section (Mafra, 2001)

2.3 Geomorphology and Structural Configuration

The local geomorphology is marked by the curve of the Uruguay River in the area known as “Volta do Uva,” where the river forms a meander approximately 11 km long, isolating a region called “Sela.” This configuration allowed for the compact arrangement of the hydroelectric structures, including the underground works. Initially, it was assumed that geological stresses would be relieved in this specific area. However, subsequent investigations revealed the persistence of high residual stresses beneath the riverbed, where the rock remained partially confined (Santos, 2023).

2.4 Geological and Tectonic Influence

Uncertainties related to the geological history and local tectonism were also observed. These factors, combined with the events recorded during the excavations, revealed the presence of high horizontal stresses at shallow depths. The elevation configuration at “Volta do Uva” follows the classical model, where maximum stresses are parallel to the ridge crest, while the minimum principal stress is perpendicular to the slope.

An important aspect, as highlighted by (Barton & Infanti, 2004; Barton, 2010), was that excavating the Uruguay Riverbed relieved only the stresses in the direction of the smallest principal stress. This indicates that rock masses subjected to vertical or lateral unloading may experience relief fracturing. Furthermore, the tectonic structures in the region suggest a predominance of horizontal stresses significantly exceeding vertical stresses. The positioning of the diversion structures, oriented transversely to these stresses, underscores a potential influence of these forces on the excavations. Similar events have been observed in other high-strength rocks, such as at the Underground Research Laboratory in Canada, where principal horizontal stresses directly influenced the failure mechanisms.

2.5 Geological Model Review

Although the rock cover above the tunnels was less than 100 meters—a depth below the threshold for significant residual stresses—the formation of cracks during the excavation of the upper tunnels prompted a reassessment of the geological model. The observed deformations indicated that the stresses acting on the rock mass exceeded initial predictions, with simulations replicating these effects only after adopting reduced elasticity moduli (Mafra, 2001; Santos, 2023). This suggests a potential underestimation of actual stresses.

The two-dimensional model proved inadequate for representing fracture development, highlighting the need for a three-dimensional approach (Mafra, 2001; Santos, 2023). Only with this methodology was it possible to capture the complexity of fracturing and the interaction between the factors acting on the rock mass.

2.6 Consultancy and Additional Studies

Consultation with Dr. Nick Barton confirmed the magnitude and anisotropy of the residual stresses present. Nine basaltic flows were identified: the diversion tunnels cross flows H, I, and J, while the penstock tunnels traverse flows F, G, H, I, and J. The analyses indicated that the thinner flows concentrated high and anisotropic horizontal residual stresses, estimated at 30 MPa in the north-south (NS) direction and 5 MPa in the east-west (EW) direction. Hydraulic fracturing tests corroborated these findings, revealing residual stresses with σ_1 ranging from 30 to 50 MPa, σ_2 around 5 MPa, and σ_3 approximately 1 MPa (Barton & Infanti, 2004; Barton, 2010).

The predominant horizontal stresses created a compression zone in the tunnel crown, where the principal stresses were most intense, and a tension zone along the vertical walls aligned with the principal stresses (Barton, 2010).

2.7 Mitigation Measures

As a mitigation measure, the Q-System's Stress Reduction Factor (SRF) was increased from 1 (normal condition) to values ranging between 2.5 and 20. This approach reduced the quality assigned to the rock mass and reinforced the support in the crown by applying systematic rock bolts and shotcrete reinforced with steel fibers. These measures ensured adequate structural behavior of the rock mass under high-stress conditions (Santos, 2023).

2.8 Measurement of the Stress State at the Itá Hydroelectric Power Plant

The intensity of the events during the excavation of the diversion tunnels highlighted the need for a greater understanding of the stress state in the underground works. The deformations observed

during excavation were considered excessive for hard rocks subjected solely to gravitational forces.

The most severe effects were observed at the El.294 level, located at the outlet between tunnels 3, 4, and 5. In this area, cracks formed on the surface that did not follow the rock mass's planes of weakness but were oriented perpendicular to the tunnel axes. These cracks did not reach the roof but propagated approximately 12 meters below this level (Mafra, 2001).

The decompression caused at this level, combined with the thin rock cover, the tunnels' unfavorable orientation relative to the major principal stress direction, and the high magnitude of horizontal stresses, were determining factors in the formation of these crack (Guidicini & Nieble, 1984). According to Goodman (1989), cracks tend to propagate in the direction of the principal stresses, consistent with the observed cracks' orientation.

The accompanying Figure 2 illustrates another process that occurred on the roof of tunnel 5, where the correlation between horizontal stresses and crack orientation was identified. In this case, the stresses acted transversely to the tunnel axis, showing that the direction of the major principal stresses was horizontal and perpendicular to the tunnel axis, in the north-south (N-S) direction.



Figure 2 - Diversion Tunnel 5 - General Aspect of Severe in the Tunnel Crown (Mafra, 2001)

Subsequent tests were conducted using the Three-Dimensional Deformeter method in Penstock Tunnel 5. Based on the results, biaxial chamber and uniaxial compression tests were performed to determine the material's elastic constants.

The tests were conducted at the Soil Laboratory of Furnas Centrais Elétricas S/A and yielded the following results (Mafra, 2001):

- **Biaxial Chamber Test (STT3):** Elastic modulus (E) of 57,000 MPa and Poisson's ratio (ν) of 0.21.
- **Uniaxial Compression Test:** Elastic modulus ranging from 85,000 MPa to 104,000 MPa, with Poisson's ratios of 0.23 and 0.30, respectively.

Tests conducted by Eletrosul's laboratory identified a dispersion in the elastic modulus values, ranging from 25,900 MPa to 74,000 MPa (Mafra, 2001). However, the results obtained with the Three-Dimensional deformer showed inconsistencies with the direction of the recorded occurrences in the tunnel. These inconsistencies may have been caused by stress tensor rotation due to the excavation of the powerhouse, which was a large-scale structure. The hypothesis of equipment malfunction was ruled out, as the principal stresses maintained proper orthogonality.

Finite element numerical studies conducted by Mafra (2001) showed that the disturbance in the stress field was caused by the powerhouse excavation, while the excavation of the penstock tunnels did not exacerbate this disturbance.

Given these discrepancies, a hydrofracturing campaign was conducted to directly measure horizontal stresses. This campaign estimated a horizontal stress of 1.1 MPa. Even so, according to Mafra (2001), studies on the direction of the principal stresses were inconclusive, underscoring the need for a stronger correlation between field-obtained parameters and numerical finite element analyses.

The applied stress state was gravitational, with the ratio of horizontal to vertical stresses varying from 3 to 14 in the 2D analysis plane. The best correlation was achieved with a ratio of 12. Although the model adopted an elastic-brittle-plastic material (Mafra, 2001), it could not simulate the V-shaped fracturing process. Nevertheless, the model was well-calibrated for the convergence tests conducted in the field.

2.9 Empirical Analysis Proposed by Barton (2010)

As discussed, defining the original stresses in the underground works at the Itá Hydroelectric Power Plant proved to be extremely complex, characterizing the framework of the problem as resulting from highly stressed terrains. Similar failures in other locations, known as localized spalling, were initiated when tangential stresses near the tunnel walls reached the rock mass's strength.

It was typical for rectangular tunnels with arched supports to experience spalling processes starting in the crowns and sharp corners and in such cases, fracturing propagated from stress concentrators, forming V-shaped spalling.

At the Itá Hydroelectric Power Plant, since the excavation of critical tunnels was in preliminary stages, it was possible to reassess anisotropy. During excavations in flows H and I, the maximum stress (σ_{max}) was estimated to range from 35 to 45 MPa, while vertical stresses were between 1 and 2 MPa. Deformations were measured at 20 points along all diversion tunnels through convergence tests and ranged from 0.5 mm to 13 mm, even during top-level excavation.

Based on these data and using back-analyses, it was concluded that the stress ratio σ_c/σ_1 , which varied from 5 to 3, was sufficient to trigger the observed effects in the rock. It was estimated that these ratios resulted in stresses ranging from 47 to 56 MPa, while the uniaxial compressive strength of the rock (σ_c) ranged from 140 to 280 MPa.

Martin et al. (1999) had established a correlation between stress magnitude and failure depth, indicating that historical cases could be estimated by knowing the in-situ stress state and uniaxial compressive strength, present of Equation 1. The graph proposed by Martin et al. (1999) was considered applicable to non-circular tunnels, provided that the equivalent circular excavation encompassed the tunnel geometry and that the distance between the tunnel wall and the equivalent circular tunnel (Δ) was subtracted from the estimated depth.

This study assumed a uniaxial strength (σ_c) of 200 MPa and a stress ratio σ_{max}/σ_c of 0.6.

$$\kappa_f = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad 1$$

3 SPRING NETWORK MODEL (HYBRID LDEM)

3.1 Model Overview

The Spring Network Model is based on the Rigid Body Spring Network (RBSN) model, initially formulated by Bolander & Saito (1998). It was later expanded to represent Poisson's ratio using the fictitious stress approach proposed by Asahina et al. (2015). This formulation was integrated with RBSN for applications in studies using Discrete Element Methods (DEM), resulting in the Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Hybrid LDEM). This methodology enables explicit solutions for large rotations and displacements.

Traditional discrete element contacts models have disadvantages, such as spurious heterogeneities in internal stiffness that do not directly correspond to the material's actual properties. These models often require lengthy and iterative processes to achieve desired macroscopic behaviors. Studies by Rasmussen (2021) demonstrate that the Hybrid

LDEM combines the advantages of DEM for rock-like materials with the robustness of RBSN, eliminating spurious heterogeneities and enabling precise control over material heterogeneity. This is achieved using probabilistic distributions for contact properties, including spatial variations. In this way, the model accurately reproduces macroscopic responses, such as Young's modulus and Poisson's ratio, which are critical for calibrations.

As shown in Figure 3, the spring stiffness values are calculated considering the interface geometry and the distances between the centers of Voronoi cells i and j .

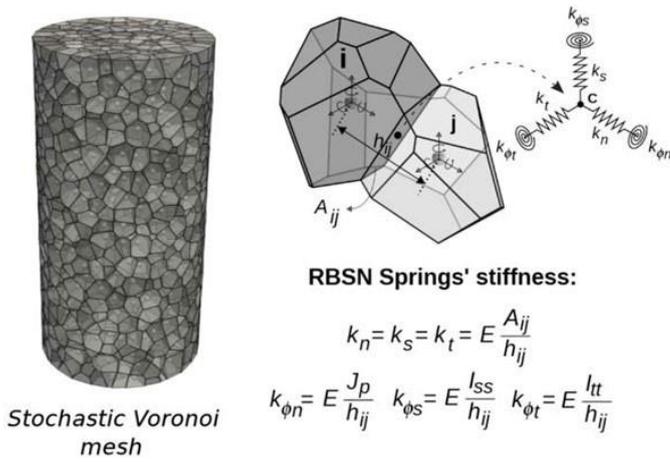


Figure 3 - Interface Between Two Voronoi Cells and the Interaction Defined by a Set of 6 Springs. The Young's modulus of the interface is denoted by E , while A_{ij} represents the area of the interface between Voronoi cells i and j , and h_{ij} is the distance between the centroids of Voronoi cells i and j . The parameters J_p , I_{ss} , and I_{tt} refer, respectively, to the polar moment of inertia and the two principal moments of inertia of the polygonal interface relative to its area centroid (Rasmussen, 2021)

The model exhibited limitations in accurately representing Poisson's ratio. To overcome these restrictions, Asahina et al. (2015) introduced an approach based on fictitious stresses. This technique enhanced the formulation of Bolander & Saito (1998), enabling more precise control over material heterogeneity. The accurate representation of Poisson's ratio was achieved through the application of fictitious forces on the springs, calculated based on the average stress tensor of each Voronoi cell. These forces are recalculated and applied at each simulation step, ensuring a faithful representation of the material's mechanical properties.

3.2 Spring Network Contact Model

The Rigid Body Spring Network (RBSN) model discretizes the material into a mesh of Voronoi cells. The stiffness, consistent with the desired Young's modulus, is calculated at the centroid of the interface created by the overlapping faces of two cells (Bolander & Saito, 1998; Kärnbränslehantering et al., 2020; Rasmussen & Min, 2024). For the contact surfaces—which are line segments in 2D and planar

polygons in 3D—Bolander & Saito (1998) work defines a unique translational stiffness applied to all incremental displacements at the contact in the normal, shear, and tangential directions (within an n , s , and t coordinate system).

To model interactions, a set of six springs is employed, allowing the transmission of forces and moments between cells. This approach efficiently captures both local deformations and global effects.

4 DISL-LDEM SPALLING ANALYSIS

The methodology proposed by Rasmussen & Min (2024) will be applied in this research using the DISL-LDEM approach. This methodology involves a series of steps, including mesh generation for the model, definition of input parameters, and execution of the simulation.

The first step consists of creating a model composed of connected Voronoi blocks using LDEM through a stochastic meshing process. This process must adopt a minimum distance threshold (D_{min}), defined by Equation 2:

$$\frac{K_{Ic}}{\sigma_t} = \frac{D}{D_{min}} \quad 2$$

where K_{Ic} is the mode I fracture toughness; σ_t , the tensile strength; and D_{min} , the minimum distance threshold used in the stochastic Voronoi meshing.

In the second step, numerical parameters are defined according to the following criteria:

- **Rock Mass Properties:** Define the density, Young's modulus, Poisson's ratio, and tensile strength based on representative values of the rock mass.
- **Bond Properties:** Adjust the friction angle and cohesion according to the DISL approach.
- **Contact Stiffness:** Set to the highest possible value without compromising the critical time step of the DEM.
- **Contact Angle:** Configure based on the friction defined by the damage initiation envelope proposed by Farahmand & Diederichs (2023).

The third step consists of the excavation simulation, carried out following the steps described below:

- Initialize in situ stresses in the model and simulate the excavation using a convergence-confinement approach in a quasi-3D model.
- Apply a high local damping factor to ensure quasi-static conditions.
- Run the model until the rock failure process stabilizes.

These methodological steps ensure that the DISL-LDEM approach accurately reproduces the rock mass conditions, enabling a reliable analysis of stability and internal mechanical interactions.

5 PARAMETERIZATION

The basalt at the Itá Hydroelectric Power Plant exhibited exceptional hardness, with uniaxial compressive strengths (σ_c) ranging from 140 to 280 MPa. As presented in Barton (2010) study, an average value of 200 MPa was assumed. According to Hoek et al. (1998), the values of constant m for basalts are around 25 ± 5 ; for this study, the average value was adopted. Additionally, a lower value of m_i equal to 17, specific to the basalt at the Itá Hydroelectric Power Plant, was considered (Mafra, 2001)..

Based on this constant and using the appropriate correlation, for equation 3,

$$\frac{\sigma_c}{|\sigma_t|} = 0.81m_i + 7 \quad 3$$

it was possible to estimate the tensile strength (σ_t) as 7.34 MPa and 9.6 MPa.

The deformability characteristics of the basalt were estimated considering the material's texture, with a Young's modulus of 60 GPa and a Poisson's ratio of 0.25. As this was a back-analysis case, another set of elastic properties was also adopted, with a Young's modulus of 47 GPa and a Poisson's ratio of 0.2, based on the numerical studies presented by Mafra (2001). In addition, studies conducted by Nicksiar & Martin (2013) demonstrated a consistent relationship between uniaxial compressive strength (σ_c) and crack initiation stress (σ_{ci}), showing good fits for different types of rocks. Based on these studies, a σ_{ci} value of 90 MPa was estimated.

Thus, it was possible to define the strength envelope using the damage initiation envelope proposed by Farahmand & Diederichs (2023). Table 1 provides a recommendation for applying the DISL method, which accommodates the relevant mechanical behavior of hard rocks and can be used based on the generalized Hoek-Brown failure criterion. This criterion is expressed by the following Equation 4:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_2}{\sigma_c} + s \right) \quad 4$$

where σ_c is the uniaxial compressive strength, and a , s , and m are calibration constants.

The method requires data on uniaxial compressive strength, crack initiation stress, and tensile strength to perform reliable analyses and calibrate the parameters.

Table 1 - Recommended "peak" and "residual" values of the a , s , and m constants of the generalized Hoek-Brown shear strength envelope for use in the DISL-FEM approach (Diederichs, 2007).

"Peak"	Value/Equation	"Residual"	Value/Equation
a_{peak}	0.25	a_{res}	0.75
s_{peak}	$\left(\frac{CI}{UCS} \right)^{\frac{1}{a_{peak}}}$	s_{res}	0.001
m_{peak}	$\left(\frac{UCS}{DTS} \right) s_{peak}$	m_{res}	6-12

6 FRACTURE MECHANICS VERIFICATION

In this study, fracture toughness tests were conducted to verify the ability of the Spring Network Model to numerically represent the material's fracture toughness. Table 2 presents the mechanical properties of the basalt at the Itá Hydroelectric Power Plant, which served as a reference for the simulations performed using the PFC program.

Table 2 - Mechanical properties of the Basalt of UHE Itá obtained from geotechnical correlations

Spring Network Model Parameters	UHE Itá of Basalt	Reference
Density [kg/m ³]	2770	(Mafra, 2001)
Young's Modulus [GPa]	7	
Poisson's Ratio	0,25	(Gercek, 2007)
Uniaxial Compressive Strength [MPa]	200	(Barton, 2010)
Crack Initiation Stress [MPa]	90	(Nicksiar & Martin, 2013)
Bonds' Tensile Strength [MPa]	7,34	Estimate Equation 3

The simulations were conducted using specimens with a central crack. The horizontal notch had a length (a) equivalent to 50% of the model's total width (W). Figure 4 illustrates the numerical geometry of the specimen and an example of the model after failure. The dimensions were defined considering a width and height equal to 50 and 125 times the minimum distance threshold between Voronoi seeds, respectively.

Based on these dimensions, and as indicated in the figure, the failure stress (σ_{rup}), corresponding to the maximum tensile stress at the moment of failure, will be used to estimate the mode I fracture toughness (K_{Ic}) through the application of Eq. (X):

$$K_{Ic} = \sigma_{rup} \sqrt{\pi a} \sec \left(\frac{\pi a}{2W} \right)^{\frac{1}{2}} \left[1 - 0.025 \left(\frac{a}{W} \right)^2 + 0.06 \left(\frac{a}{W} \right)^4 \right] \quad 5$$

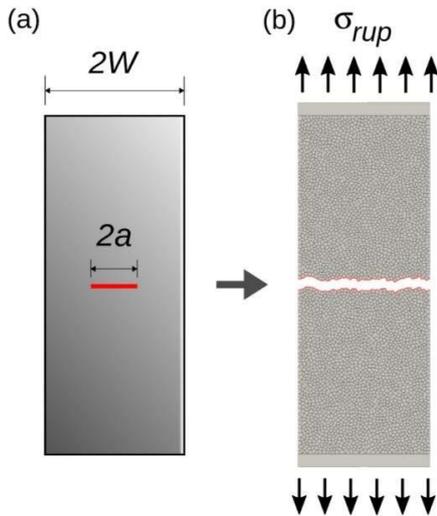


Figure 4 - Center-cracked tension test specimen (a) and example of a failed model at the end of a test (b) (Rasmussen & Min, 2024)

Several numerical tests were performed using different minimum seed distance values, applied in the Poisson disk sampling process adopted for the Voronoi mesh generation. The minimum distance values varied within a range of 1 cm to 10 cm, allowing for an analysis of their influence on the results.

Loading was applied through plates located at the ends of the model at a constant velocity of 0.002 m/s. To minimize interference in the failure process and ensure greater numerical stability, a local damping factor of 0.2 was incorporated into the model.

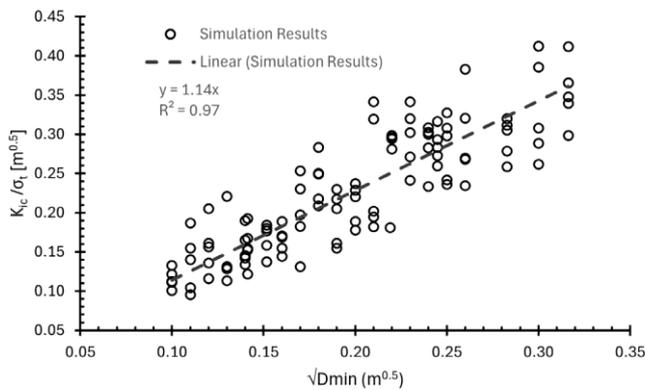


Figure 5 - Ratio of estimated mode-I fracture toughness K_{IC} to model's tensile strength σ_t versus the square root of D_{min}

Failures in rocks result from the propagation of one or more cracks, which makes rock mechanics inherently related to fracture mechanics. This highlights the importance of indexing mode I fracture toughness (K_{IC}) to tensile strength (σ_t), a correlation experimentally validated by Gunsallus & Kulhawy (1984) and Bhagat (1985).

Zhang (2002) investigated the generality of this relationship using an extensive database. The specific data for basalt are presented in the Table 3:

Table 3 – Mode I fracture toughness of Basalt

Test type of K_{IC}	K_{IC} (MP am ^{1/2})	σ_t (MPa)
Single edge straight through cracked rectangular plate in three-point bending.	2.27	21.5
Single edge cracked Brazilian disk in diametral compression.	1.8	5.78
Uncracked Brazilian disk test.	3.01	17.52

Due to the large variability of the results and the limited data available, the relationship in the Equation 6 proposed by Zhang (2002):

$$\sigma_t = 6.88K_{IC} \quad 6$$

was not adopted.

Instead, the relationship proposed by Backers (2004) was used, in which the σ_t range of 5 to 10 MPa encompasses the values studied and proposed for this research, Equation 7:

$$K_{IC} = 0.25\sigma_t \quad 7$$

7 CASE STUDY – ITÁ HYDROELECTRIC POWER PLANT

7.1 Model Configuration

The 2D model developed has a width and height of 60 m, with an arched-rectangular tunnel section of 14 x 14 m. Within the zone of influence, a stochastic mesh composed of Voronoi cells was generated, as shown in Figure 6. The minimum distance (D_{min}) was set to 4 cm and 6 cm due to uncertainties in defining the tensile strength and fracture toughness parameters, aiming to test the model's sensitivity. Outside the refined zone, the size of the Voronoi cells increased proportionally with the distance from the tunnel center, reaching larger dimensions at the model's edges.

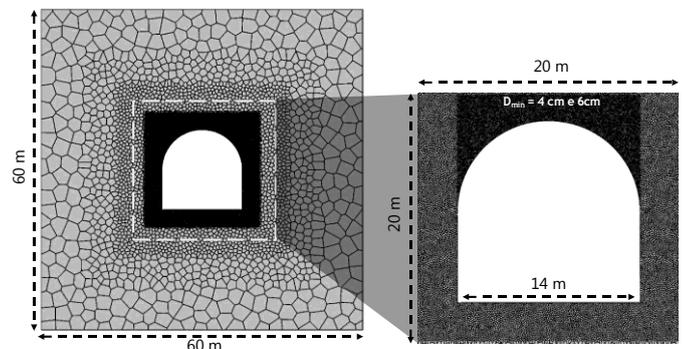


Figure 6 – Mesh configuration

The edges of the model were fixed in all directions, and the in situ horizontal and vertical stresses were defined as 2 MPa and 41 MPa, respectively. Figure 6

presents the model geometry, the generated mesh, the boundary conditions, and the stress distribution. The numerical parameters used in the Spring Network Model are described in Table 3.

The cohesion and friction angle values followed the damage initiation envelope proposed by the DISL methodology, with the contact friction angle (ϕ_c) set to 22° . To address the three-dimensional effects of excavation in a two-dimensional analysis, the convergence-confinement method was employed. Excavation was simulated using a local damping factor of 0.7, ensuring quasi-static conditions during the process.

Table 4 - Numerical Spring Network model parameters for the UHE Itá Tunnel model

Spring Network Model Parameters	Scenario 01	Scenario 02	Reference
Density [kg/m ³]	2770	2770	(Mafra, 2001)
Young's Modulus [GPa]	4.7	7	(Mafra, 2001)
Poisson's Ratio	0.2	0,25	(Gercek, 2007; Barton, 2010)
Bonds' Tensile Strength [MPa]	9.6	7,34	Estimate Equation 3
Bonds' Cohesion [MPa]	30.5	30.5	Table 1
Bonds' Friction Angle [°]	22	22	Table 1
Contact Friction Angle [°]	22	22	Table 1

As demonstrated in this study, there are uncertainties in defining the parameters due to the available literature. Therefore, the focus was on understanding the sensitivity of fracture toughness and tensile strength, which are the primary controllers of the damaged zone. The objective was to calibrate a potential failure scenario that the Itá Hydroelectric Power Plant might be subjected to, considering its stress state.

With assistance from Mafra (2001), it was possible to estimate the initial parameters constituting Scenario 01, aiming to simulate a section of Tunnel 01 where occurrences of spalling and cracking noises were recorded. These events may indicate spalling in the section between 300 m and 350 m of this work. Initially, the project envisioned only sporadic supports, but due to the difficulty in predicting the original stresses in this specific location, adjustments became necessary. Among the measures implemented, the installation of rock bolts every 2.30 m and the application of 6 cm of shotcrete were notable.

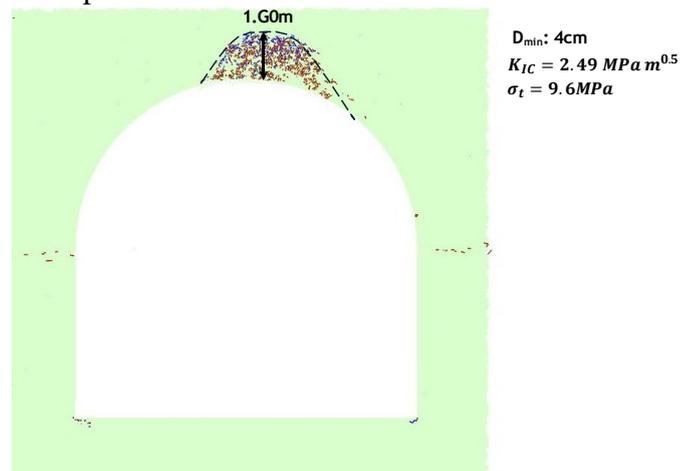
In this study, only the simulation of the damaged zone without reinforcements was considered. The relevance of this type of analysis lies in its potential to validate, predictively, the decision-making process related to designing appropriate reinforcement measures to contain the failure.

8 SIMULATION AND RESULTS

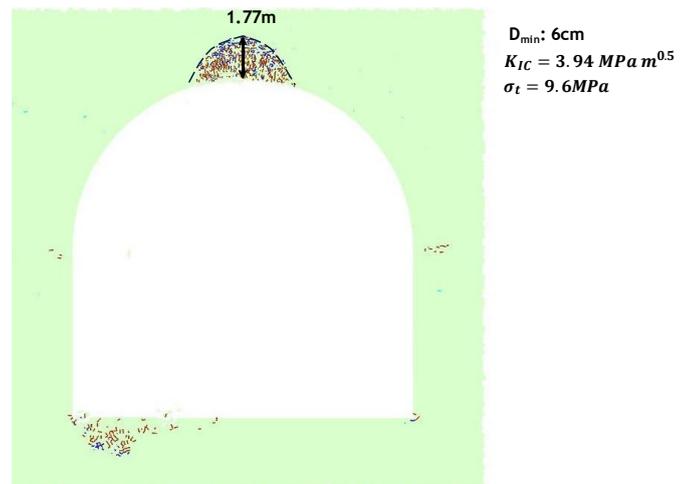
8.1 Scenario 01

The convergence-confinement technique was incorporated to account for the three-dimensional effects of excavation during the two-dimensional analysis. During the excavation process, gravitational acceleration was gradually increased from 0 to 9.81 m/s^2 , and the simulation was conducted with a local damping factor of 0.7 to maintain quasi-static conditions.

Based on the empirical equation proposed by Martin et al. (1999), the estimated failure depth was 2.43 m. Due to uncertainties in the parameters during the back-analysis, scenarios with different D_{\min} values were presented.



(a)



(b)

Figure 7 - Scenario 01 – (a) Mesh with D_{\min} - 0.4 cm (b) Mesh with D_{\min} - 0.6 cm

In Figure 7 (a), a D_{\min} value of 4 cm was used, with parameters estimated from the m_i values presented in Mafra (2001) studies. In this case, the breakout sketch demonstrates that the fracturing process is predominantly mode I (represented in red) during the simulation stages.

In Figure 7 (b), it is observed that as D_{\min} increases, there is less fracture propagation due to the increase in fracture toughness. This indicates that reducing the D_{\min} value could enhance the similarity between the damaged zone and the empirical response. In this region, tensile zones were observed, which are conventional indicators of spalling failure.

8.2 Scenario 02

Uncertainties led to an adjustment of the tensile strength parameters, highlighting that errors in this value can misdirect analyses toward incorrect failure scenarios. The methodology then incorporated new data based on the average values for basalt, presenting a more accurate response in relation to the damaged zone.

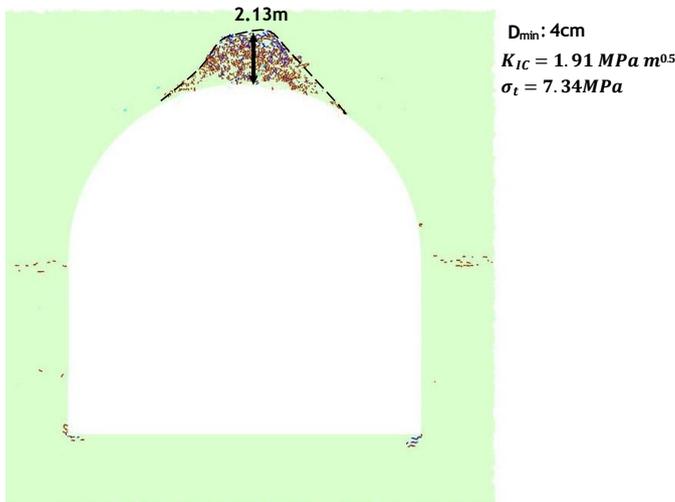


Figure 8 – Scenario 02 – Mesh with D_{\min} - 0.4cm

In Figure 9, the values were plotted relative to the different damaged zones, indicating that the best parameter set is likely that of Scenario 02, estimated with the average m_i value for basalt. This suggests that using average values for the rock properties can lead to more accurate results for the methodology proposed by Rasmussen & Min (2024).

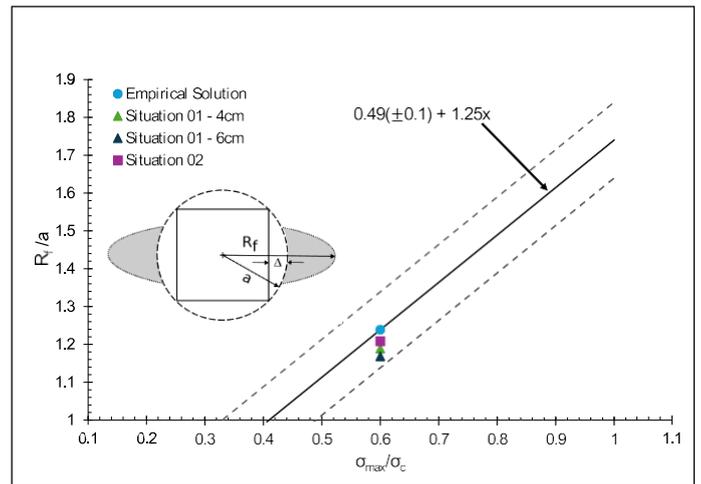


Figure 9 – Empirical Solution of Martin et al. (1999)

9 CONCLUSIONS

In this study, a framework was developed to evaluate the methodology proposed by Rasmussen & Min (2024), the DISL-LDEM. The investigations led to the following conclusions:

- The numerical studies by Rasmussen & Min (2024), conducted using *UnBlocks*, a closed academic software, were successfully reproduced in commercial software. This demonstrates that the proposed methodology is applicable in commercial programs, enhancing its accessibility and practical feasibility.
- The models from Scenario 01 demonstrated the importance of controlling fracture toughness. This reinforces the need to define the correct level of mesh refinement. This process can be guided by the equation presented in the figure, provided that fracture toughness is accurately defined. The models also proved rigorous and robust in this aspect.
- The second model showed agreement with the empirical equation derived from historical cases, validating the practical application of the methodology.

This approach proved practical for simulating damaged zones, eliminating the need for trial-and-error processes in interaction simulations. It is, however, highly dependent on accurate parameter definitions, such as tensile strength, which was shown to be both sensitive and crucial for simulating the spalling phenomenon.

Additionally, this study incorporated an approach that can be used to simulate the failure illustrated in Figure 2, providing a promising tool for future studies.

10 REFERÊNCIAS

Asahina, D., Ito, K., Houseworth, J.E., Birkholzer, J.T. & Bolander, J.E. (2015). Simulating the poisson effect in lattice models of elastic continua. *Comput Geotech*, 70: 60–67.

- Backers, T. (2004). *Fracture toughness determination and micromechanics of rock under mode I and mode II loading*. 10.2312/GFZ.b103-05055.
- Barton, N. & Infanti, N. (2004). *Interpretation of exceptional stress levels from back-analysis of tunnelling problems in shallow basalts at the Ita hydroelectric power project in s.e. Brazil*. ARMS, 6p.
- Barton, N.R. (2010). *Low stress and high stress phenomena in basalt flow*. ISRM International Workshop on Rock Mechanics and Geoenvironment in Volcanic Environments, Puerto de la Cruz, Spain.
- Bhagat, R.B. (1985). Mode I fracture toughness of coal. *International Journal of Mining Engineering*, 3(3): 229–236.
- Bolander, J.E. & Saito, S. (1998). Fracture analyses using spring networks with random geometry. *Eng Fract Mech*, 61: 569–591.
- Cundall, P.A. & Strack, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, 29(1): 47–65.
- Diederichs, M.S. (2007). The 2003 Canadian geotechnical colloquium: mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9): 1082–1116.
- Farahmand, K. & Diederichs, M.S. (2023). *Replicating s-shaped composite strength response using bonded-block modelling: capturing dual nature of extensional versus shear fracturing of brittle rock mass*. 57th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, Atlanta, Georgia.
- Gercek, H. (2007). Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1): 1–13.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, 2nd ed.
- Guidicini, G. & Nieble, C.M. (1984). *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*. São Paulo.
- Gunsallus, K.L. & Kulhawy, F.H. (1984). A comparative evaluation of rock strength measures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 21(5): 233–248.
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P.K. & Martin, C.D. (2002). Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(6): 731–741.
- Hoek, E., Marinos, P. & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. *The case of the Athens Schist Formation*. *Bull Eng Geol Env*
- Kärnbränslehantering, S.A., Potyondy, D., Fu, W. & Emam, S. (2023). *Modeling of Spalling with PFC3D: Subspring Network Breakable Voronoi Material (DRAFT)*.
- Kärnbränslehantering, S.A., Potyondy, D., Vatcher, J. & Emam, S. (2020). *Modeling of Spalling with PFC3D: A Quantitative Assessment*.
- Liu, H., Lin, J.S., He, J. & Xie, H. (2020). A discrete element exploration of v-shaped breakout failure mechanisms in underground opening. *Underground Space (China)*, 5(4): 281–291.
- Mafra, J.M.Q. (2001). *Estudo de tensões virgens em maciços rochosos: o caso UHE ITÁ*. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K. & McCreath, D.R. (1999). Hoek-brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 36: 136–151.
- Nicksiar, M. & Martin, C.D. (2013). Crack initiation stress in low porosity crystalline and sedimentary rocks. *Eng Geol*, 154: 64–76.
- Potyondy, D.O. & Cundall, P.A. (2004). A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41: 1329–1364.
- Rasmussen, L.L. & de Farias, M.M. (2019). Lattice modelling of gravity and stress-driven failures of rock tunnels. *Comput Geotech*, 116.
- Rasmussen, L.L. (2021). Hybrid lattice/discrete element method for bonded block modeling of rocks. *Comput Geotech*, 130.
- Rasmussen, L.L. & Min, K.-B. (2024). Hybrid lattice/discrete element analysis of spalling failure in rock tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 153.
- Rógenes, E., de Farias, M.M. & Rasmussen, L.L. (2022). The continuum voronoi block model for simulation of fracture process in hard rocks. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, 46(1): 89–112.
- Santos, Á.R. dos. (2023). *Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática*. Vol. Vol 4.
- Vazaios, I., Vlachopoulos, N. & Diederichs, M.S. (2019). Assessing fracturing mechanisms and evolution of excavation damaged zone of tunnels in interlocked rock masses at high stresses using a finite-discrete element approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(4): 701–722.
- Zhang, Z.X. (2002). An empirical relation between mode I fracture toughness and the tensile strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*

Preservando a História: A Tecnologia Jet Grouting na Reforma e Ampliação do Museu do Ipiranga

A. D. Moraes Filho, A. Koshima, M. R. Pieroni, J. R. Lopes, L. A. S. Moreira, W. F. Santos,
Novatecna Consolidações e Construções S.A., São Paulo, Brasil

A. Gonçalves Júnior

SGE Engenharia Ltda, São Paulo, Brasil

RESUMO: A reforma e ampliação do Museu do Ipiranga em São Paulo representaram um marco significativo na preservação do patrimônio cultural brasileiro. Inaugurado em 1895, o museu é um ícone histórico e cultural, simbolizando a Independência do Brasil com seu acervo rico em artes, fotos e documentos históricos. A recente intervenção visou a dar segurança, restauração, ampliação e modernização ao edifício, garantindo sua preservação e melhorando a acessibilidade e a mobilidade aos visitantes. Durante as obras, a escolha da tecnologia Jet Grouting para o tratamento de solo foi fundamental para a execução das escavações subterrâneas. O processo envolve a criação de colunas de solo-cimento que reforçam e estabilizam o terreno, permitindo a melhoria das características geotécnicas do solo e ser utilizado, inclusive, em trabalhos próximos às estruturas sensíveis. O planejamento criterioso e detalhado, a execução cuidadosa e o acompanhamento constante dos serviços foram essenciais para o sucesso da intervenção. A proximidade das escavações com obras de valores incalculáveis exigiu um cuidado redobrado, garantindo que nenhum dano fosse causado ao patrimônio histórico. Assim, foi possível preservar um importante legado cultural para as futuras gerações, mostrando como a tecnologia pode ser uma grande aliada em obras com estruturas e ambientes sensíveis.

Palavras-chave: Jet Grouting, Consolidação de Solos, Reforço Estrutural, Estabilidade Geotécnica e Tratamento de Fundações.

1 INTRODUÇÃO

O Museu Paulista da Universidade de São Paulo, conhecido como Museu do Ipiranga, um dos mais importantes patrimônios históricos e culturais do Brasil, foi o primeiro museu em São Paulo. Em 2013 teve que encerrar a visitação pública devido ao agravamento de insegurança na sua estrutura principal com surgimentos de trincas e fissuras nos arcos e no teto com escoramentos específicos. Deste modo, passou por longo processo de diagnóstico, análise técnica, planejamento, licitação de projeto executivo de modernização, viabilização financeira, contratação de execução da reforma e sua ampliação, o que significou um grande esforço e mobilização da sociedade brasileira na preservação da memória

nacional. Inaugurado em 1895, o edifício, além de sua relevância arquitetônica, abriga um rico acervo que remonta à história da Independência do Brasil. Durante a recente intervenção, concluída para as comemorações do Bicentenário da Independência, desafios técnicos significativos surgiram devido à proximidade das escavações com as fundações históricas do edifício central e à complexidade geotécnica do solo local. Neste contexto, a tecnologia Jet Grouting foi escolhida como solução fundamental para reforçar o solo e assegurar a estabilidade das escavações subterrâneas, preservando a integridade do monumento.

Cabe destacar que nos registros da evolução histórica do Museu (Maffei et al., 2025), os dois piores

momentos a que o museu foi submetido, foram quando houve obras no subsolo que causaram uma redistribuição de tensões estruturais e incrementos de cargas nos blocos de fundação. A primeira, em 1950, foi a escavação de um porão parcial no subsolo.

O segundo e mais grave, quando, houve a eliminação de alguns pilares no mesmo subsolo e outras escavações para eliminar as umidades instaladas no porão e melhorar a circulação natural de ar (1990).

Ao longo do tempo, essas redistribuições de tensões tanto nas estruturas em alvenarias como no solo de fundação causaram deslocamentos horizontais e verticais; principalmente a segunda, acentuando importantes trincas e fissuras que puseram em risco à integridade do edifício, quando se decidiu pelo fechamento do Museu.

Este artigo aborda os aspectos técnicos e executivos do uso do Jet Grouting no projeto, destacando seu papel crucial na superação dos desafios impostos por um ambiente de alta sensibilidade geotécnica e estrutural, além da descrição da contenção da escavação externa que circundou o edifício ampliando sobremaneira a área subterrânea.

Neste mesmo congresso foram inscritos mais dois artigos que discutem e avaliam conceitualmente as soluções adotadas nas obras de modernização do museu (Maffei et al., 2025 e Teixeira; Santos, 2025).

2 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROJETO

2.1 Descrição geral da intervenção

A reforma recente, iniciada em 2019 e concluída em 2022, teve como principal objetivo restaurar e modernizar o edifício para atender às necessidades de um museu contemporâneo (Figura 1.).



Figura 1. Detalhe externo do projeto criado por computação gráfica.

Essa intervenção inicia-se com a obra geotécnica de contenção com cortina atirantada, contornando externamente o museu com a criação de uma imensa área subterrânea em 2020. Incluiu a criação de novas áreas subterrâneas, destinadas aos serviços técnicos, acessibilidade e infraestrutura, estacionamento, além

de uma passagem para interligar o saguão de chegada ao elevador de acessibilidade permitindo aos visitantes, mesmo com dificuldades de locomoção, chegar a todas as áreas do museu.

A outra obra mais delicada era criar uma “subfundação e uma consolidação” sob os grandes blocos de pedras argamassadas, nas bases das vigas espessas de travamentos entre blocos (quando não seccionadas pelas obras anteriores do subsolo, como citado) e nos maciços terrosos entre eles, apoiados nas lajes do piso, criando um maciço agulhado de colunas de Jet Grouting” na área toda da base do edifício, quando possível. As obras foram planejadas e executadas para reabertura no seu Bicentenário da Independência.

2.2 Desafios geotécnicos

A área do museu apresenta um perfil geotécnico complexo, composto por solos de argila porosa não saturadas (SPT 2 e espessura variáveis de 4 a 6m) suscetíveis ao fenômeno de colapso quando saturados no seu trecho mais superficial e subjacente uma camada argila areno siltosa (Tabela 1.). Abaixo desta camada ocorre uma camada de argila silto arenosa dura (SPT 30). O nível de água estava abaixo do fundo da vala a cerca de 13m de profundidade.

Tabela 1. Perfil típico da obra.

PERFIL RESUMO ADOTADO			
Sondagem	Camada	Espessura (m)	SPT Médio
SP-07	Argila arenosa muito mole	3,8	2
	Areia argilosa pouco compacta	3,5	6
	Argila arenosa mole a média	9	10
	Argila silto arenosa dura	4,5	30
SP-06	Argila arenosa muito mole	5,5	2
	Argila arenosa mole a média	7,5	10
	Argila silto arenosa dura	7,5	30

Essas condições geotécnicas representaram um grande desafio para o projeto e a implantação das

escavações subterrâneas. Além disso, a proximidade e o aprofundamento das escavações abaixo das fundações históricas do edifício demandaram extremo cuidado para evitar recalques excessivos ou danos estruturais.

O solo colapsível, combinado com um incremento alto de carga imposta pelas fundações do edifício e nos empuxos nas paredes laterais da vala de acesso, bem como do túnel exigiram soluções específicas de engenharia.

2.3 Riscos à integridade estrutural

As fundações rasas do Edifício Monumento, compostas por grandes blocos de pedra argamassada, estavam localizadas a poucos metros do piso, cerca de 4,0m. As cargas finais estimadas com a redistribuição de tensões poderiam atingir até 0,3 Mpa (Maffei et al, 2025) nos blocos situados próximos às paredes, qualquer movimento significativo do solo poderia comprometer a integridade do edifício. A proximidade entre as novas áreas subterrâneas e as fundações exigiu um planejamento rigoroso para compatibilizar as deformações do solo e mitigar impactos estruturais. Os tratamentos realizados precisariam garantir que as escavações e a consolidação do maciço não apenas fossem tecnicamente viáveis, mas também que preservassem o valor histórico e cultural incalculável do museu.

3 O MURO DE CONTENÇÃO DO MUSEU

3.1 Descrição geral da cortina atirantada

O projeto executivo previu na contenção do contorno da área que seria escavada, junto à frente do Edifício Monumento (escadarias), a execução de um paramento prévio, de pré-contenção, em estacas raiz de diâmetro 200mm, à jusante do tardo, com espaçamento de 1,25m e uma ficha de 3,00m abaixo do fundo da escavação.

As cotas das extremidades variavam em função dos setores, sendo a mais profunda de 759,60 e a cota de topo médio do paramento de 773,00. Esta condição permitiu o avanço das frentes de escavação para a execução das cortinas sem a necessidade de aplicação de nichos (figura 1).

Foram instalados no contorno de toda a área de ampliação, 452 tirantes com diferentes cargas e comprimentos executados conforme a Norma 5629/18 da ABNT.

Foram necessários tomar os devidos cuidados nas perfurações dos tirantes; em primeiro lugar, pelas características do terreno e em segundo lugar, pela atenção de se interferir o mínimo possível na estrutura existente.



Figura 2. Frente de escavação do parâmetro com pré-contenção em estacas-raiz.

A estrutura do paramento foi armada com aço CA 50, mas foi moldado em concreto projetado aplicado pelo sistema de via úmida, pelo processo de fluxo aerado, atendendo a condição de $f_{ck} > ou = 4\text{Mpa}$ e conforme a solicitação do projeto de arquitetura para as novas áreas a serem expostas, foi determinada uma pigmentação terracota para o acabamento do concreto projetado.



Figura 3. Cortina em execução após armação e tubos guias para tirantes.

Sob a projeção do Edifício Monumento Central esse serviço foi executado com todas as precauções e cuidados devido ao tipo de maciço e a atenção de não interferir nos blocos de fundação e os reforços de Jet Grouting inseridos no terreno.

Para minimizar a preocupação de não causar as deformações nas áreas do Edifício Monumento e na sequência executiva, a confecção dos bulbos de ancoragem foi feita com injeções de fase através das válvulas manchetes, tendo seu volume de injeção e pressões de absorção da calda cuidadosamente monitoradas e controladas.

A estrutura central teve uma concepção de projeto não convencional. Em função da geometria peculiar da existência de duas paredes paralelas, a cerca de 30m de distância, foram executadas duas linhas de ancoragens horizontais, em um total de 38 tirantes com carga de trabalho de 50tf cada, que passavam abaixo da escadaria principal, atravessavam sob as fundações do núcleo central do edifício e saíam na parede da vala consolidada com Jet Grouting. As duas extremidades da barra foram ancoradas em placas e, posteriormente, procedeu-se a compressão do maciço tratado até instalar a carga de trabalho de 50tf e em sincronia com o rebaixamento da escavação da vala. Para garantir a linearidade e a direção dos furos os tirantes foram perfurados com uso do sistema HDD, equipamento de perfuração com direcionamento horizontal e monitorados que permite a correção de desvios (Figura 4.).

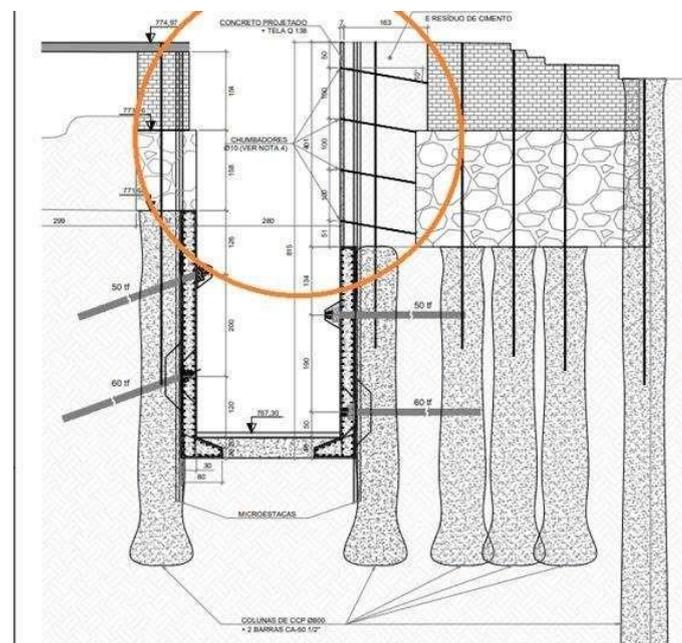


Figura 4. Esquema de ancoragem junto a vala.

Todo o processo de escavação e conseqüentemente da contenção da área, estavam sendo acompanhados por instrumentação instalada no Edifício Monumento, bem como na área do contorno. A instrumentação era acompanhada e norteava o andamento da escavação e muitas vezes os dados eram com aferições e análises diárias. Ela estava composta por: inclinômetro instalado na parte frontal norte do edifício na frente de escavação; marcos refletivos; marcos superficiais de recalques; pinos de recalques foram instalados também na área interna do Edifício Monumento.

A área central do Edifício Monumento tinha sob o andar térreo um subsolo, o qual apresentava um pé direito mínimo, uma vez que era ocupado por blocos e vigas de pedra argamassada de elevadas dimensões que foi preenchida de concreto durante a obra.

Nesta área central foi prevista a implantação da área de acessibilidade por escadas rolantes em vala e o túnel de acesso para o elevador em atenção à mobilidade reduzida (Figura 5.).

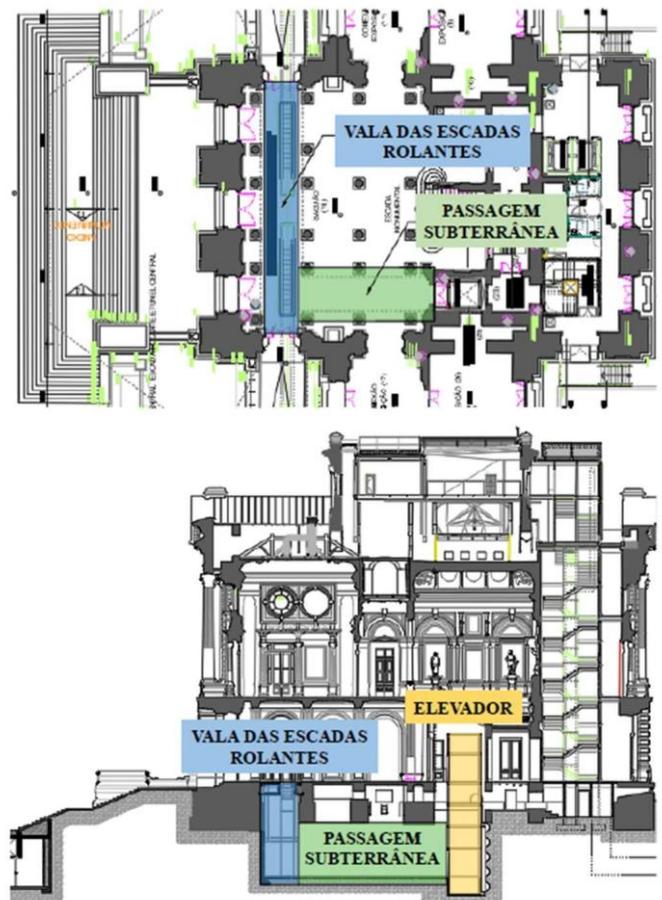


Figura 5. Planta e seção com destaque à vala e ao túnel (Maffei et al., 2025).

4 JET GROUTING NA CONSOLIDAÇÃO DAS BASES DOS BLOCOS RASOS DE FUNDAÇÃO

4.1 Princípios do Jet Grouting

O Jet Grouting é uma técnica que se fundamenta no bombeamento de calda cimentícia sob alta pressão que desagrega o solo pelo impacto do jato criando coluna de solo-cimento. Neste processo, ocorre uma mistura íntima da calda de cimento com o solo desagregado. Assim resulta, após pega, em coluna resistente, com melhora na deformabilidade, na permeabilidade, enfim na melhoria de todas as propriedades geotécnicas do solo fraco existente, devido a formação de uma nova mistura de solo-cimento que modificam totalmente o maciço, criando condições de segurança e estabilidade para solução problema.

Outra propriedade importante do Jet Grouting é permitir o tratamento junto às estruturas resistentes, como blocos, vigas e pilares de pedras argamassadas criando uma aderência entre eles, permitindo uma

subfundação pela base ou pelas laterais do bloco (Figura 6.), além de permitir introduzir barras em colunas ainda fresca, em processo de cura.



Figura 6. Detalhe de blocos formados por colunas Jet Grouting no reforço das fundações.

4.2 Aplicação do Jet Grouting

Desta forma, o reforço da fundação do bloco, a consolidação e melhoria do terreno com essa tecnologia foram viabilizadas, analisando e ajustando os tempos de execução da coluna em cada bloco (Figura 7.), com o ganho de resistência e à reação das estruturas instrumentadas, procurando afetar, o menos possível, a estrutura em foco.

Outra condicionante importante nesse reforço e consolidação do maciço mais fraco foram as dificuldades ou impossibilidades de acessar as áreas a serem reforçadas com furos verticais, por falta de espaço para o equipamento, lançando mão dos furos inclinados a partir de espaços disponíveis e de outras interferências estruturais (Figura 8.).

Também todos os furos em blocos argamassados, inclinados ou verticais, tiveram que ser executados com várias sondas rotativas manuais, tipo Hilt, que chegaram a perfurar até da ordem de 6m. A perfuração em roto-percussão nos blocos com martelo foi evitada devido a transferência de vibração ao terreno.

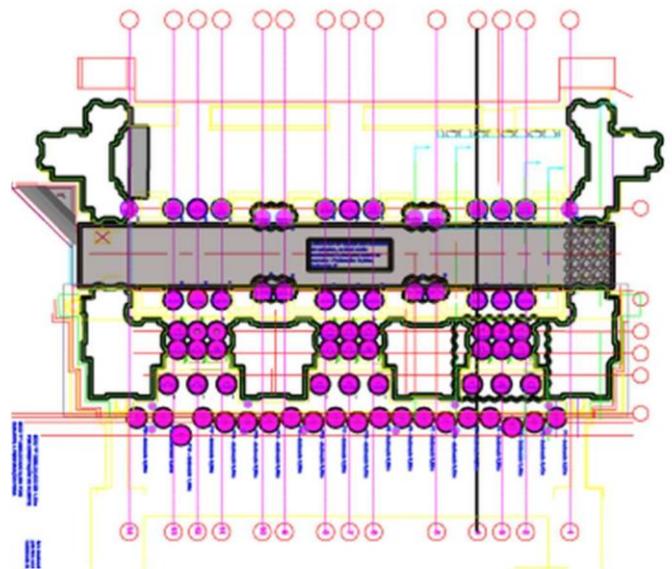


Figura 7. Planta com a localização das colunas verticais.

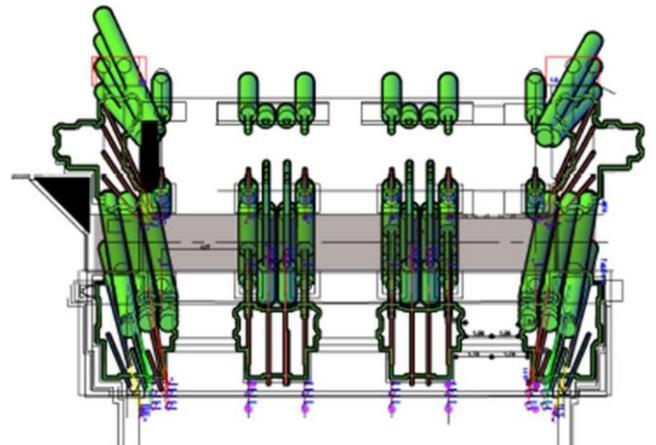


Figura 8. Planta com localização das colunas inclinadas.

A técnica executiva do Jet Grouting usado foi a chamada de Jet 1 ou CCPV/I (“Cement Churning Pile” – vertical ou inclinado), portanto sem uso do ar comprimido. O diâmetro nominal da coluna foi de 0,8m, considerando um consumo médio de 604 kgf de cimento por m³ de solo tratado, com relação água/cimento = 0,8. As resistências obtidas variaram de 3,0 a 8,0 Mpa.

A escolha do diâmetro da coluna de 0,8m teve a finalidade de “não agredir muito” o maciço com diâmetros maiores e controlar melhor o refluxo sem a ação do ar comprimido em furo no material resistente que pode estrangular o retorno do refluxo.

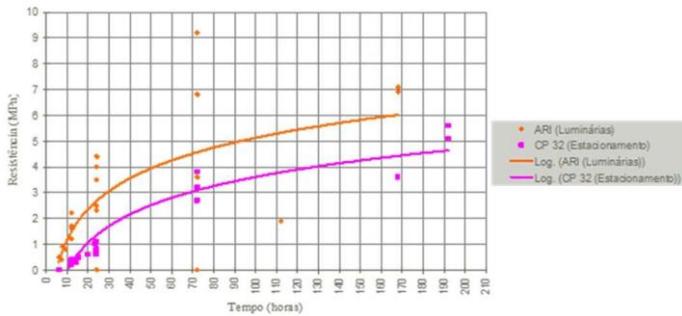


Figura 9. Ganho de resistência do refluxo da coluna em CCP com o tempo (Apud Guatteri et. Al.,2004).

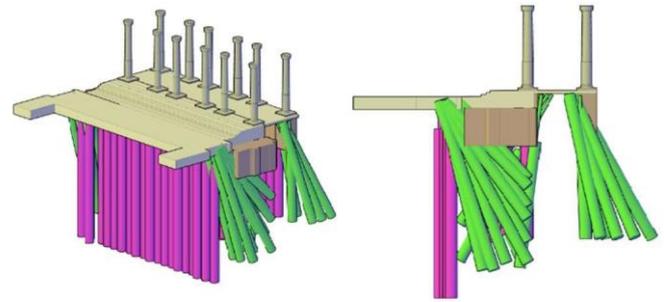


Figura 10. Vista espaciais das colunas verticais e inclinadas.

A área desagregada em cada coluna executada é da ordem de 0,5m² por furo.

Logo após a conclusão da coluna era introduzida na coluna um feixe de 2 barras de 6m de aço CA 50, de ½”. Na coluna inclinada o feixe ficava posicionada dentro do bloco e no restante na coluna injetada, melhorando a sua aderência no bloco. Na coluna vertical o feixe de barra ficava no seu trecho inicial. Toda a perfuração no interior do museu tinha uma liberação da gerenciadora com a anuência da FUDUSP (representando a proprietária) e a Construtora que cadastrava e removia cada azulejo/pedra no local a ser perfurado para posterior reposição nas mesmas condições que estava antes.

Foram executadas 152 colunas do projeto, sendo que cerca de 50% eram em colunas verticais e a outra metade em colunas inclinadas, totalizando 1080m de perfuração entre solo e rocha e executados 987m de colunas verticais ou inclinadas. As áreas das bases dos blocos de pedra argamassadas representam cerca de 25% da laje total. No entanto junto as paredes da vala profunda de 2,7m de largura e 8,5m de profundidade os blocos adjacentes tinham uma base de 1,4x1,4m e interligados por vigas segmentadas (entre 4 e 5,5m de comprimento) com largura de 1m (são algumas das vigas seccionadas para a escavação do subsolo).

Uma estimativa da área de contato das colunas com o maciço fraco é da ordem de 38% da área total. Nas figuras 7, 8 e 10 estão representadas as distribuições dessas colunas em planta e em vista espacial.

Nas bases de grande dimensão os furos foram distribuídos em seções nos dois sentidos, isto é, de fora para dentro e da vala para fora para buscar um maior equilíbrio entre as colunas executadas. Esse tipo de distribuição não foi possível nos blocos menores dos pilares internos.

Com relação a prioridade executiva iniciou-se pelos furos verticais buscando consolidar o maciço fraco entre os blocos, partindo da laje do piso e das vigas de amarração entre os blocos. A execução sempre segue uma sequência de alternância de 2 a 3 colunas quando alinhadas visando a contar com a cura de pelo menos um dia das colunas anteriores.

Na Figura 11. estão indicados os principais instrumentos instalados nas estruturas do museu em fase de reestruturação e modernização.

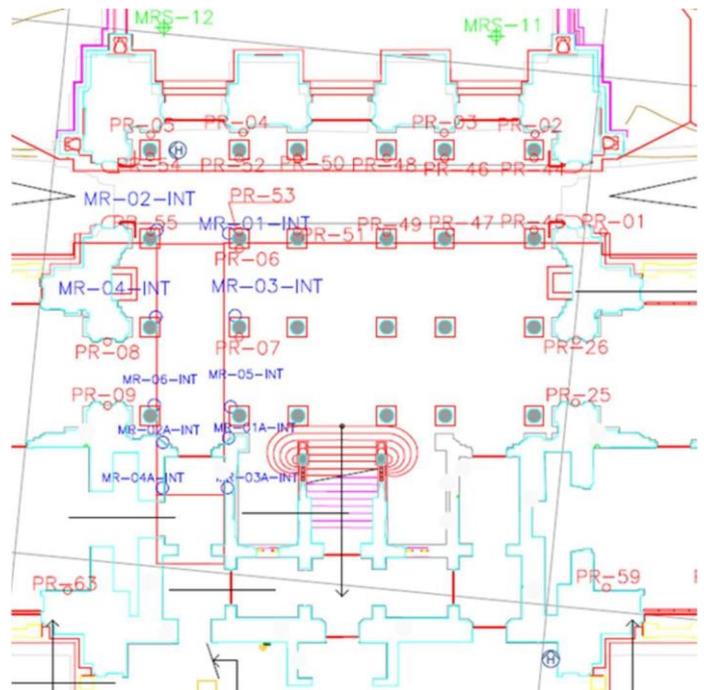


Figura 11. Localização dos instrumentos nas estruturas monitoradas.

O serviço de execução do Jet Grouting na área das fundações iniciou-se em 12 de janeiro de 2021 e foi concluído em 07/04/2021. A média final de produção foi de 1,8 colunas por dia.

A Figura 12. reflete o comportamento das grandes bases submetidos aos reforços com jet (PR 1 a 6). Os valores de assentamento dos blocos variaram na ordem de 10 a 15mm devido ao jet.

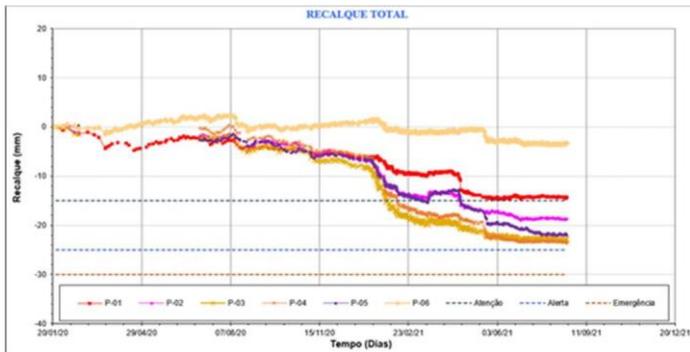


Figura 12. Recalque nos blocos de pedra argamassada (grandes bases).

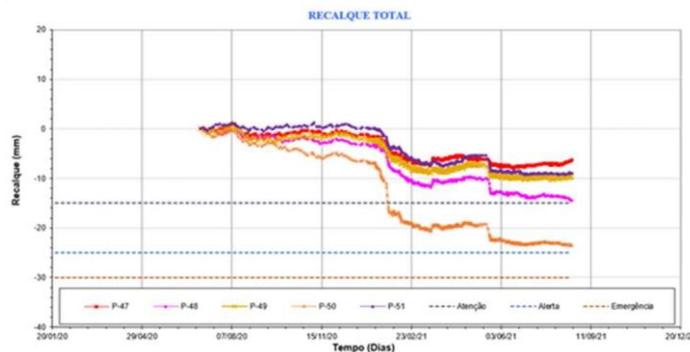


Figura 13. Recalques das bases cilíndricas centrais (pequenas bases).

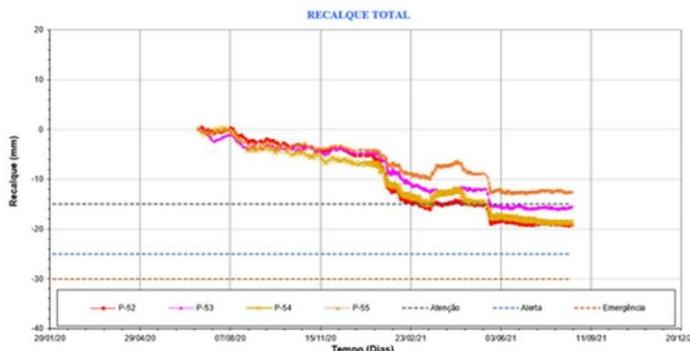


Figura 14. recalque da área lateral.

Na área lateral dos pinos 52 a 55 que inclui o emboque do túnel apresentou os menores recalques da ordem de 10 mm devido ao jet.

Com os recalques finais e estabilizados, mesmo com a construção do acesso em vala, foi iniciada a fase de acabamento no edifício central, a menos da área de tratamento e escavação do túnel na faixa lateral.

5 O TÚNEL DE ACESSO

5.1 Aplicação do Jet Grouting na Construção do Túnel de Acesso

O projeto do túnel, realizado para garantir acessibilidade universal ao museu, enfrentou desafios adicionais devido à baixa cobertura (apenas 1,0m entre a geratriz superior do túnel e as fundações do edifício conforme Figura 5) e ao solo colapsível.

Maffei et al, 2025, aborda o conceito e a vantagem técnica e econômica, além da segurança de se executar este túnel, ao invés da vala inicialmente prevista. Também considera o túnel como muito especial, robusto, dada a todas as condicionantes geotécnicas do maciço poroso e colapsível (SPT 2 a 5), a baixa cobertura em relação as fundações rasas adjacentes (~1m) com tensão de 0,3 Mpa, além de estarem assimétricos em relação ao eixo longitudinal do túnel.

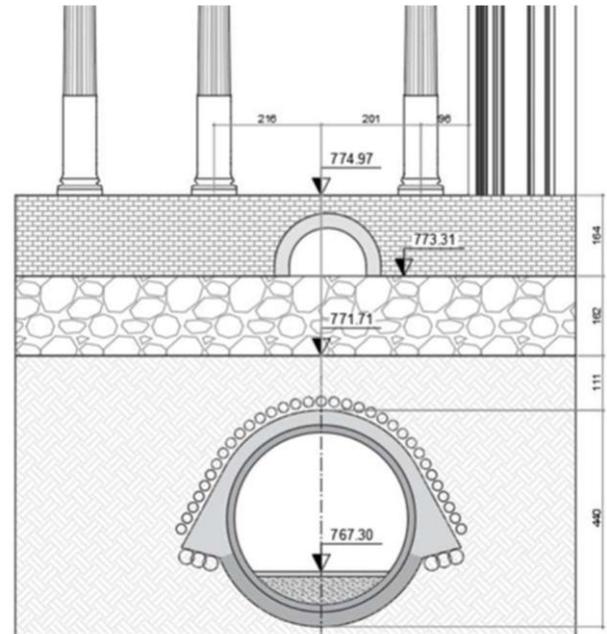


Figura 15. Detalhe dos tratamentos e da baixa cobertura do túnel de acesso.

Foram implantadas colunas de solo-cimento na calota e nas laterais do túnel, formando um suporte robusto para prevenir deslocamentos do terreno e deformações excessivas durante a escavação.

O método foi combinado com técnicas adicionais, como enfilagens autoperfurantes e projeção de concreto em fases controladas, para assegurar a estabilidade do maciço. Todas as perfurações neste túnel foram feitas a seco, sendo a limpeza feito com ar comprimido.

Os avanços na construção do túnel foram cuidadosamente planejados, com monitoramento contínuo das deformações do terreno e das fundações acima da escavação. O Jet Grouting não apenas reforçou o solo, mas também atuou como uma barreira de contenção, reduzindo os riscos de instabilidade na área do túnel.

6 BENEFÍCIOS DO JET GROUTING AO PROJETO

O Jet Grouting foi escolhido como solução devido à sua capacidade de atender às condições específicas

impostas pelo projeto, oferecendo vantagens técnicas que garantiram a sua execução segura e eficiente.

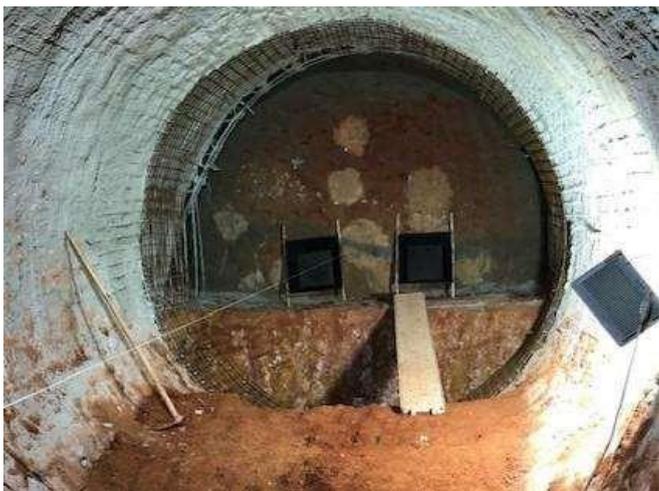


Figura 16. Escavação do túnel de acesso expondo colunas Jet Grouting (CCP) como pregagens de frente.

Um dos principais benefícios foi a possibilidade de adaptar as dimensões e configurações das colunas de solo-cimento às necessidades geotécnicas e estruturais de cada local. Essa característica foi particularmente relevante em áreas com limitações de espaço, onde equipamentos versáteis e com configurações específicas permitiram a execução mesmo em zonas de difícil acesso, minimizando interferências no entorno (Figuras 17 e 18.).

Além disso, a precisão no controle dos parâmetros de injeção, como pressão e volume da calda cimentícia, assegurou que o reforço fosse executado de forma uniforme e eficaz, protegendo as estruturas adjacentes e garantindo a estabilidade do maciço. A integração com técnicas complementares, como contenções ancoradas e enfilagens, reforçou a eficiência global do sistema, permitindo que os desafios do terreno fossem superados com segurança e minimizando os impactos no cronograma da obra.

7 CONCLUSÃO

A aplicação do Jet Grouting na reforma e ampliação do Museu do Ipiranga evidenciou a eficiência desse método em obras realizadas próximas a estruturas sensíveis. Sua flexibilidade foi fundamental para o sucesso do projeto, permitindo a adaptação precisa às condições geotécnicas desafiadoras.

O método demonstrou sua capacidade de formar geometrias ajustáveis. Essa característica garantiu a estabilidade do terreno e a proteção das estruturas adjacentes, mesmo em um cenário de alta complexidade técnica.

Além de atender às exigências de segurança estrutural, o Jet Grouting mostrou ser uma solução



Figura 17. Equipamentos de pequeno porte adaptados para execução dos tratamentos em espaços restritos.

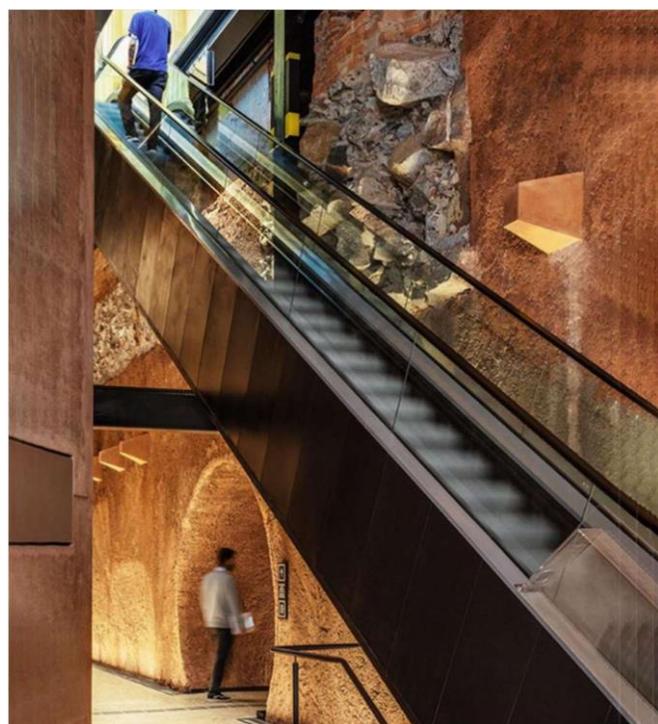


Figura 18. Museu aberto à visitação.

eficiente, capaz de minimizar impactos durante a execução e assegurar a viabilidade de escavações próximas a elementos estruturais de elevada sensibilidade. A experiência no Museu do Ipiranga reforça o papel dessa tecnologia como uma opção confiável em projetos que demandam precisão e

controle em condições desafiadoras, consolidando-a como um potencial ferramenta em intervenções complexas.

8 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FUDUSP, projetista Maffei Engenharia, pela concepção técnica e soluções inovadoras que foram cruciais para o sucesso do projeto; à construtora Concrejato pela execução precisa e comprometida das obras e ao ATO - SGE suporte que contribuiu significativamente para a realização deste trabalho.

9 REFERÊNCIAS

Novatecna Consolidações e Construções S.A. (2006). Catálogo Técnico. Publicação interna.

Koshima, A. (2019). Jet Grouting. In: Hachich, W., Niyama, S., Corrêa, C.O., Schmidt, C., Antunes, W.R., & Albuquerque, P.J. (Eds.), *Fundações: Teoria e Prática* (3ª ed., pp. 17.2). São Paulo: Oficina de Textos.

Guatterri, G., Koshima, A., Pieroni, M.P., Lopes, J.R., Moreira, L.A.S., & Garces, J.E. (2006). *Síntese das Obras de Escavações e Contenções Escoradas com Jet Grouting*. Anais do XIII COBRAMSEG / III CLBG, Curitiba.

Guatterri, G.; Koshima A.; Matsui, M.; Pieroni, R.M.; Andrade Jr, J.C.O.; Modesto Jr, C. (2004) - *A Avaliação do Empreendimento em Uso de Jet grouting, Metro Vila Madalena - São Paulo*, Anais do 1º CBT – SAT 2004, São Paulo.

Koshima, A., Guatterri, G., Lopes, J.R., & Pieroni, M.R. (2012). *Consolidação de Solo Mole com Jet Grouting em Obras de Estabilização, Escavação e Fundações de Grandes Estruturas*. Anais do XVI COBRAMSEG, Porto de Galinhas, PE.

Teixeira, A.H., & Guatterri, G. (1987). *Improvement of Soft Clays by Jet Grouting Technology*. Anais do VIII CPMSEF, Cartagena, Colômbia.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução*. Rio de Janeiro: ABNT.

Maffei, A.C.E.M., Gonçalves, B.H.H.S., Hofacker, C.F.D., Scodeler, D.B.M.G., Prates, E.D.B., Furtado Jr., F.A.C., Teixeira, G.P.W.G.N. (2025), *Túnel NATM de Acessibilidade Sob o Histórico Museu do Ipiranga*. 6º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas (6º CBT), São Paulo, Brasil.

Teixeira, P.W.G.N., Santos, F.D.H. (2025), *Alguns Aspectos do Projeto, Execução e Monitoramento de Grandes Escavações a Céu Aberto Próximas a Estruturas de Alvenaria Considerando a Interseção Maciço-Estrutura*. 6º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas (6º CBT), São Paulo, Brasil.

"Desafios e Soluções de Tratamentos de Geometrias Complexas em Túneis com Jet Grouting"

A. Koshima, A.D. Moraes Filho, M.R. Pieroni, J.R. Lopes, L.A.S. Moreira, V.M. Lima, G.M.S. Paiva, W.F. Santos

Novatecna Consolidações e Construções S.A., São Paulo, Brasil

RESUMO: A crescente demanda por escavações de túneis a partir de espaços restritos tem exigido soluções de tratamentos cada vez mais complexas e arrojadas no campo da engenharia geotécnica. A execução de escavações de túneis e poços em ambientes próximos às estruturas existentes tem requerido geometrias e procedimentos cuidadosos e tecnologia de ponta para garantir a segurança e a estabilidade das construções adjacentes. Este artigo apresenta uma análise histórica da utilização e evolução da tecnologia Jet Grouting e suas variações em escavações em túneis e em poços profundos. Por meio de estudos de casos, será demonstrado como o Jet Grouting tem se mostrado uma solução eficaz em situações de escavações em espaços densamente ocupados, onde a complexidade geométrica e a proximidade com outras estruturas impõem desafios adicionais. Os exemplos apresentados ilustram a versatilidade e a eficácia do Jet Grouting em proporcionar soluções robustas e seguras em projetos de infraestrutura urbana.

Palavras-chave: Tratamentos de Geometrias Complexas, Jet Grouting, Túneis, Poços.

1 EVOLUÇÃO DAS SOLUÇÕES EM JET GROUTING MAIS COMPLEXAS DE PROJETO E AS CONSEQUENTES DIFICULDADES

A título de registro a tecnologia do jet grouting foi introduzida no Brasil, em 1980, por Guatteri e Cola com a criação da empresa Novatecna (Koshima, A., 2017).

Estes registros históricos dos autores iniciam-se por ocasião da escavação dos túneis urbanos gêmeos, atravessando com baixa cobertura sob rua e residências populares (emboque) e sob o pátio ferroviário da estação da antiga FEPASA (desemboque), em Campinas, em 1986, como parte de um grande complexo viário ao longo do córrego Piçarrão, com conexão com a área central da cidade de Campinas.

O grande desafio foi passar com os túneis de via dupla (cerca de 130m² cada) sob as vias férreas com baixa cobertura, da ordem de 5m em média, além de desembocar dois túneis esconsos, em curva, ao lado da linha férrea não desativada, cujo espelho do desemboque estava a cerca de 3m desta via. Esse grande desafio foi a obra pioneira no Brasil em jet grouting horizontal (CCPH) aplicada na calota com diâmetro de 0,50m. Ocorreu a transferência de tecnologias técnicas e desenvolvimento de equipamentos, feitos pelo Consórcio Novatecna - Ródio (Itália), ver figura 1. Também foi projetado um reforço de colunas de jet grouting horizontais inclinadas, em avançamento, sob o futuro apoio alargado de pé de cambota, que receberia a carga transferida pelo pré-revestimento em arco de CCPH, na forma de uma "pata de elefante", devido à baixa resistência do solo nesta região (figura 2).



Figura 1. Vista geral do desemboque dos túneis gêmeos em Campinas sob o pátio ferroviário.

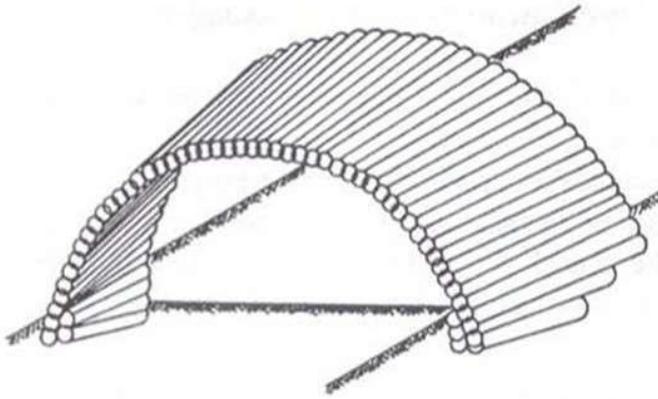


Figura 2. Esquema espacial do tratamento em Jet Grouting Horizontal e o reforço da fundação em “pata de elefante”.

Cabe citar que até essa época, as soluções de tratamento nos túneis eram feitas com colunas verticais de jet grouting, tipo CCP ou jet 1, único disponível, de diâmetro de 0,80 m ± 0,2m, como nos túneis do Sanegran e em outros túneis da época.

Foi na obra de Campinas, ainda, que se iniciou a utilização das colunas de diâmetro maior de 1,4m ± 0,2m, tipo Jumbo Grout (JG) ou jet 2, nos emboques e desemboques e seção típica de túnel em colunas de jet 2 verticais em áreas disponíveis.

Inclusive, no desemboque, junto à linha férrea, foi executado um muro tipo gravidade de colunas de 1,4 m, justapostas, para a contenção de uma escavação vertical de 15m de altura, sem serviço de contenção auxiliar, para não invadir a área da ferrovia.

A partir desta obra, a transferência de tecnologia do jet grouting horizontal estava dominada pela empresa brasileira.

As promessas de diversos túneis urbanos licitados, contratados e iniciados no fim da década de 1980, na cidade de São Paulo, tinham animados o mercado de construções de túneis. Entretanto, na virada da década de 1990, as obras não tiveram continuidade, devido a mudança radical das orientações políticas e de

prioridades da nova gestão eleita no município de São Paulo.

Devido a insegurança sobre o futuro do mercado de construção de túneis no Brasil o Consórcio não teve prosseguimento.

Outras obras de geometrias não usuais e complexas continuaram sendo projetadas e construídas, mesclando algumas obras da iniciativa privada e outras públicas mais espaçadas no tempo.

Em seguida, um outro túnel ferroviário, com grandes dificuldades construtivas foi o da Vale, em Sabará-MG, que colapsou no início da passagem de uma falha geológica do maciço em filito alterado, muito argiloso, plástico e expansivo com grande convergência na seção e extrusão do maciço na frente de escavação do túnel, além de alternar com quartzito, também, muito alterado em forma de maciço mais arenoso, com uma semelhança de “um pó de café”, e com concentração de fluxo de água e carreamento de finos, com alta carga piezométrica da ordem de uma centena de metros. Esse túnel foi tratado com colunas duplas de CCPH e pregagens de colunas no núcleo, no início, e intensamente drenado com vários drenos sub-horizontais profundos (DHPs) micro-ranhurados. Os drenos tradicionais feitos com furos espaçados para drenagem, protegidos com manta de geotexteis ficavam logo inutilizados devido a formação de “cake” de deposição de finos do filito e do quartzito em poucas horas. Em cada avanço da calota era usado um perfil metálico na cambota e concreto projetado com tela, e os pés dessa cambota eram travados com uma viga pré-moldada de concreto, fortemente armada (16 barras de 1”), pois outras estroncas, como “tora de madeira” rompiam-se por flexão devido ao grande empuxo lateral. Esse túnel no rebaixo e na construção do invertê definitivo necessitou de reforço e consolidação na geometria final de escavação, utilizando-se de colunas justapostas de jet grouting subverticais, outras inclinadas e até horizontais armadas com barras de aço (chumbadores) para subfundar a meia seção superior, conformando a geometria do invertê definitivo para liberação das estroncas colocadas. Esses casos iniciais foram divulgados por Guatteri, G. et al, em 1994, no paper 27, editado por Thomas Telford, em “Grouting in the Ground”.

2 CASOS DE OBRAS DE TÚNEIS MARCANTES

2.1 *Minianel Viário – Atual Túnel Maria Maluf – SP - Galeria de drenagem e enfilagem de bulbo contínuo*

São túneis gêmeos, similares ao de Campinas, da PMSP, em princípio, projetado com o tratamento na calota em CCPH na camada arenosa da Formação São Paulo, do nosso Terciário.

Os túneis foram iniciados pelo emboque Anchieta, enquanto eram preparados os emboques do lado da Imigrantes. As extensões dos túneis eram da ordem de 750m. Passavam sob residências antigas, quando era comum o uso de cisterna para captação de água em cada lote e com respectiva fossa. “Quase” todos esses elementos foram cadastrados e aterrados previamente, em pesquisa residencial feita pela obra, lote a lote, exceto algumas desconhecidas pelos moradores. O desconhecimento dessas estruturas significava na obra uma inesperada surgência de água concentrada, colocando em risco a segurança da frente de escavação.

O relevo topográfico ao longo do eixo é ligeiramente montanhoso com drenagem superficial em duas vertentes para os emboques. Predominantemente as coberturas eram baixas nos trechos iniciais dos túneis a partir dos emboques (mínimo da ordem de 5m), atingindo uma cobertura máxima de 15m.

A continuidade dessa camada arenosa acompanhando a topografia trazia uma certa dificuldade na execução do jet horizontal, devido ao carreamento das areias e os drenos horizontais não eram suficientes. Deste modo, foi projetada e iniciada a escavação de duas galerias de drenagem com 10 m² de seção e altura de 3m de altura, no invert definitivo de cada túnel, em camada mais argilosa pelo emboque Anchieta. Foi desenvolvido um equipamento adequado que pudesse trabalhar nessa galeria e perfurar para cima, em furo vertical e dois furos inclinados radiais de 30°, uma de cada lado, em relação à vertical, com uso de drenos micro-ranhurados, para a drenagem antecipada da camada arenosa com perfurações que variavam de 15m a 17m (ver foto 3). A seção de drenagem era espaçada a cada 4m ao longo da galeria escavada.

A solução adotada foi um sucesso na obra, mormente, que após escavação de cerca de 350m de galeria em cada túnel, com drenagem antecipada, a obra acabou sendo interrompida por mudança na prioridade da nova gestão municipal, já comentada.

Após 4 anos, na troca da nova gestão municipal, a obra foi retomada em 1994 (Targas, D.N., Mitsuse, C. T., 1997).

Foi surpreendente a eficiência da drenagem por gravidade, onde a camada de areia se mostrou totalmente seca, inclusive dispensando um tratamento pesado, como o pré-revestimento em arco de CCPH, sendo tratado apenas com vergalhões de ferro de 3/4”, curtos (4m) e cravados com martelete.

Também, foram nesses túneis, iniciando pelos túneis do emboque Bandeirantes, que a enfilagem tubular de bulbo contínuo foi lançada pela empresa dos autores, em substituição à enfilagem tubular de aço de 2 1/2”, com válvulas manchetes a cada metro, com injeção de bainha do furo sob pressão controlada, conforme especificação. A espera mínima de cura da bainha era de 6 h, para depois iniciar a injeção de primeira fase

com controle de pressão e volume, manchete a manchete. Caso não se obtivesse a nega de injeção, definido por superar a pressão máxima pré-estabelecida e o volume máximo injetado for inferior ao pré-estabelecido, ou vice-versa, devia - se partir para a segunda fase de injeção e até a terceira fase. No ciclo médio deste tipo de enfilagem de 12m, atingiu-se um tempo de cerca de 3h para cada uma.



Figura 3. Perfuratriz para drenos subverticais pela galeria de drenagem.

A solução alternativa, denominada de enfilagem de bulbo contínuo, de 12m, tem um tempo médio de execução de metade do tempo da solução descrita anteriormente, isto é 1h 30 min ou até menos.

Este tipo de enfilagem cria um bulbo contínuo de solo-cimento entre 20 e 30cm, utilizando o mesmo princípio do jet grouting horizontal, isto é, com a desagregação do solo através de ação do jato de calda de cimento, de baixa pressão (100 a 150kgf/cm²) e um consumo de cimento de 100 a 150Kg/m. (ver figura 4).

Concluído o bulbo contínuo, imediatamente, era introduzido o tubo metálico neste bulbo ainda fresco e o furo tamponado com tarugo de madeira em seguida.

Para as condições normais do maciço o comprimento mínimo do bulbo poderia ser de 9m em escavação de túnel em câmara cilíndrica, pois os 3m iniciais estão dentro do maciço escavado. A execução completa do bulbo é recomendada para o caso de instabilidade da

cunha de solo formada na transição entre a superposição dos dois lances de tratamento. Concluído o bulbo contínuo, imediatamente, era introduzido o tubo metálico neste bulbo fresco e o furo tamponado com tarugo de madeira em seguida.

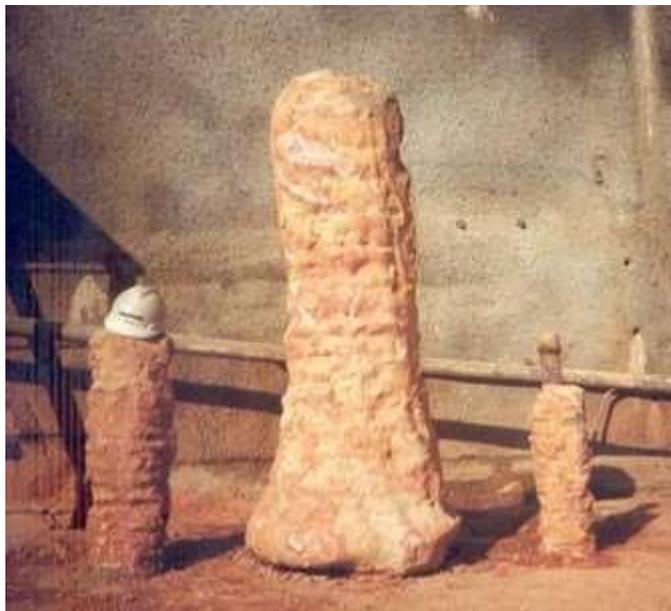


Figura 4. Bulbo contínuo e coluna CCPH.

Para as condições normais do maciço o comprimento mínimo do bulbo poderia ser de 9m em escavação de túnel em câmara cilíndrica, pois os 3m iniciais estariam dentro do maciço escavado. A execução completa do bulbo é recomendada para o caso de instabilidade da cunha de solo formada na transição entre a superposição dos dois lances de tratamento. Outra vantagem executiva é não ter que trabalhar com revestimento para manter o furo aberto para introdução do tubo, como na enfilagem tubular tradicional, em maciço arenoso e saturado. Outra vantagem é a dimensão final do próprio bulbo obtido, pois quanto pior e mais fraco for o maciço, maior é o diâmetro obtido, ficando menor o espaço entre bulbos, reduzindo a possibilidade de carreamento de materiais entre eles e até formando um arco contínuo mais delgado.

2.2 Túnel de serviço sob o Rio Tamanduateí (SP)

No final da década de 1990, a antiga Eletropaulo construiu um túnel de serviço longo para instalação de cabos de alta tensão enterrada. Ao longo desse percurso teve as travessias sob os rios Tiete e sob o rio canalizado Tamanduateí.

O desafio maior estava na escavação do túnel que cruzava este último rio, a cerca 25m de profundidade em camada de areia sedimentar “basal” até grossa com pedregulhos, entremeados em lentes mais arenosiltosas ou argilosas (Formação Taubaté). A canalização do rio era em parede diafragma de

concreto, sem a laje de concreto no fundo, cuja ponta estava a cerca de 5m acima da calota do túnel. Uma solução inusitada e inédita foi dada pela empresa dos autores, que propôs um tratamento inovador com CCPH em todo contorno da seção a ser escavada, que batizou de “CCPH em 360°”, e se propôs a construir um equipamento já pré-concebido, mas ainda não fabricada, que pudesse executar todas as colunas, mesmo na região do arco invertido, além de executar um “septo horizontal” no final da envoltória tratada (ver figuras 5 e 6). Esse posicionador recebeu o nome de “kamasutra” na obra. Também, para trazer garantia na execução da coluna sob o rio, sem possibilidade de carreamento de solo arenoso e mesmo evitar a perda do controle durante o furo ou durante a execução da coluna, desenvolveu um acessório vital para obra que foi chamado de “preventer” (figura 7). Esse túnel foi um marco no tratamento dos túneis e na engenharia de túneis, pois permitiu a partir destes conceitos colocados a viabilização de inúmeras soluções de projeto a partir desta experiência bem-sucedida (Guatteri, G., et al, 2002)

Figura 5. Planta e perfil longitudinal esquemático do túnel de travessia sob o rio Tamanduateí (SP).

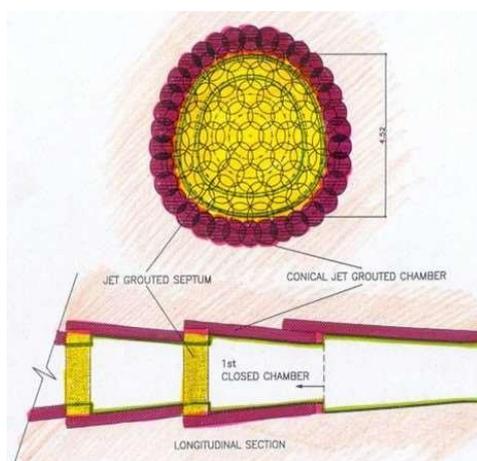


Figura 6. Seção e esquema de avanço típico do túnel tratado em “CCPH em 360°” e “septo horizontal”.

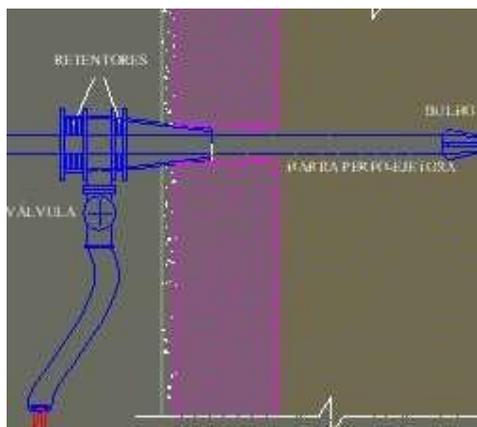


Figura 7. Esquema do “Preventer”.

2.3 Túnel do Metro Copacabana sob edifício de 7 andares em fundação direta (RJ).

No início do ano de 2000 foram executados dois túneis singelos, em condições bastante particulares para passar sob um edifício cinquentenário de 7 andares apoiados em fundação direta em areia compacta e sem remoção dos moradores. Nesse trecho os dois túneis eram justapostos formando uma seção dupla, tipo óculos.

Esse trecho faz parte da extensão do Metro RJ para Copacabana a partir da Estação Cardeal Arcoverde. Nesse trecho, o grande desafio era atravessar com os túneis por um paleovale arenoso, saturado, preenchido por aluviões grosseiros que desciam o morro e seguido de sedimentos de solo arenoso fino de praia, até chegar na transição de solo residual até os saprólitos de gnaiss e encontrar o maciço rochoso (ver figura 8). Uma das frentes de escavação era pela futura estação Siqueira Campos, enfrentando o paleovale fluvial arenoso e a outra pelo maciço rochoso, do acesso Cardeal Arcoverde.

Inspirado na solução de tratamento do túnel travessia sob o rio Tamanduateí foi desenvolvido um projeto de tratamento em CCPH em 360° e septo horizontal, para um túnel singelo de 6m de diâmetro acabado, conforme ilustrados nas figuras 8 e 9.

O projeto previa a execução de duas linhas cônicas de CCPH na calota e uma linha de CCPH no invert do túnel, com um septo frontal na envoltória de 2,0m de espessura. O avanço de cada módulo era de 6,40m.

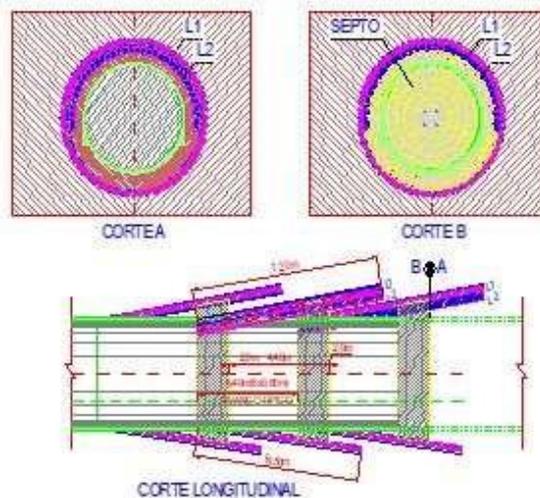


Figura 9. Vista de um septo horizontal.

Deste modo, após o primeiro lance, foi decidido executar o rebaixamento do lençol freático através de poços profundos de grande diâmetro no trecho inicial do túnel, fato já previsto no projeto caso necessário, e foram instalados 6 poços até a região da calçada do prédio atravessando a rua. O efeito do rebaixamento facilitou em muito o ciclo de execução de cada coluna de envoltória e no tempo de liberação do preventer. A variação do nível de água induziu um recalque geral homogêneo superior a 20mm, inclusive no edifício. A passagem dos dois túneis resultou em incrementos inferiores a 10mm (Figura 7).

Foi considerado um sucesso a execução e o comportamento final desse trecho de túneis na obra, Guatteri et al (2002a).

2.4 Túnel sob o Córrego Itararé – Linha 4 – Metrô SP

As soluções que viabilizaram a construção dos túneis singelo e duplo da Linha 4 do Metrô – SP, sob o córrego Itararé, na Av. Francisco Morato, foram frutos de inúmeras reuniões e discussões técnicas entre as diversas entidades envolvidas, inclusive com a participação da empresa executora dos tratamentos necessários.

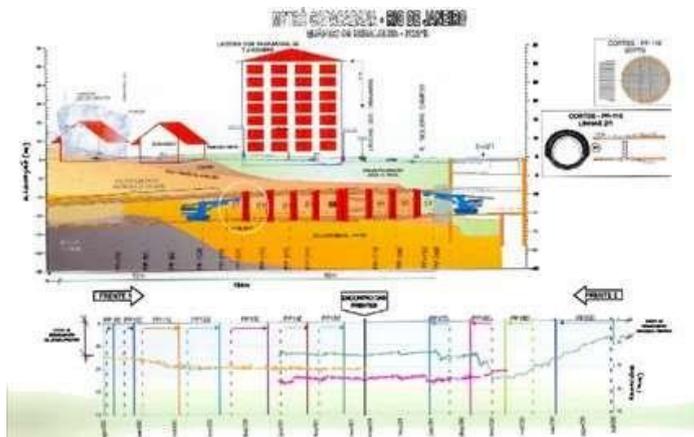


Figura 8. Perfil geológico esquemático, avanços planejados, encontro das frentes e instrumentação.

O tratamento inicial, pela frente da estação, foi muito difícil de ser executado devido a perfuração na camada de solo aluvionar grosseiro e um grande fluxo de água, apesar do uso do preventer. Também, a execução de cada coluna de forma controlada, com a descarga feita pela válvula na mangueira do preventer era muito lento, bem como o tempo de cura para liberação do preventer para um novo furo.

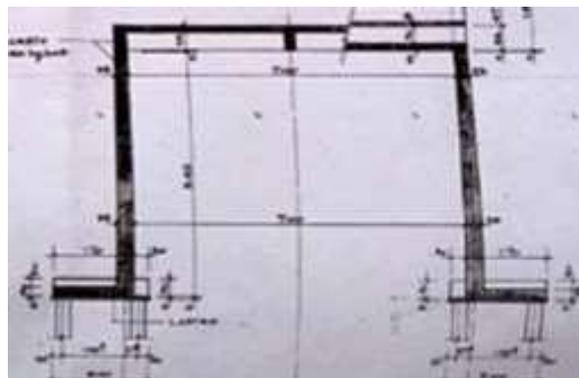


Figura 10. Galeria com fundação em perfis (possibilidade).

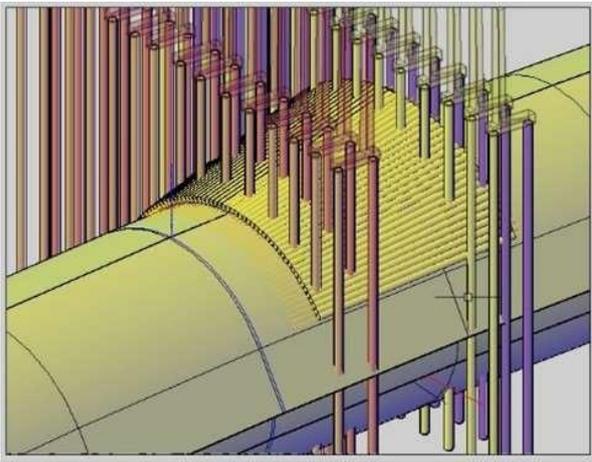


Figura 11. Tratamentos com perfis de fundação (possibilidade).

Após meticulosa investigação “in situ” obteve dados, com segurança, de que as estacas não foram executadas, estando os muros simplesmente apoiados no solo.

Assim, devido ao estado precário das contenções laterais da galeria feitas de pranchada de concreto apoiados em pilares, foram feitos reforços estruturais em toda galeria, como uma segunda parede interna e a concretagem de uma laje de fundo e melhoramentos nas condições geométricas do emboque e desemboque do córrego na galeria (figura 12).

Após diversos estudos alternativos verificando a melhor forma de tratar a calota, ficou decidido que era melhor avançar o tratamento do bairro para o centro, devido a melhor geologia e pela geometria final resultante dos encontros dos tratamentos, do que no sentido inverso, pois o tratamento centro-bairro era em maciço mais fraco e ficaria mais curto, bem como estaria protegido pelo outro, estando por debaixo dele (figura 13).



Figura 12. Aspecto da galeria antes do reforço.

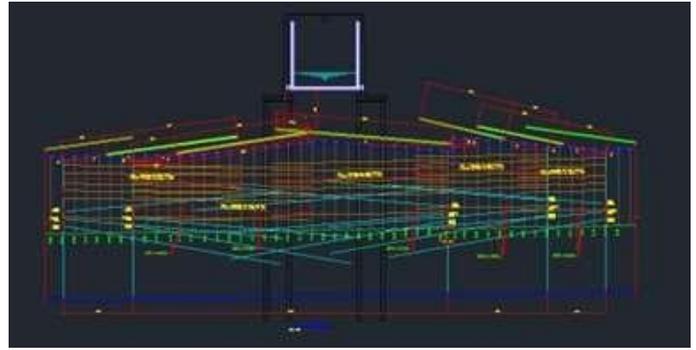


Figura 13. Esquema do tratamento do túnel de via sob a galeria do córrego Itararé, Linha 4, Metrô - SP.

O canal a jusante, após galeria, estava em terra e sem manutenção, nem forma definida, sendo projetadas seções revestidas em concreto até um trecho seguro à passagem do túnel singelo por baixo dele, além de proteger as casas vizinhas ao canal (figura 14).

Com a geometria do revestimento do canal definida a cobertura entre a calota do túnel e o fundo do canal era de cerca de 2,5m em solo aluvionar, mantida o fluxo de água no canal.

Assim, para a geometria do tratamento sob o canal, o único modo era executar furos horizontais em único lance, que ultrapassassem o vão do canal na margem oposta para atingir um solo de melhor qualidade (residual). Deste modo, foi necessário trabalhar previamente na formação de um nicho em três estágios de câmaras, de dimensões adequadas, para formar uma plataforma mínima para o posicionador (kamasutra) e poder executar um tratamento em camada dupla, segura, formando uma câmara cilíndrica horizontal (figura 15).

Ambos os túneis foram executados de forma exitosos e satisfatórios tecnicamente.



Figura 14. Aspecto da reconstrução do canal do Córrego Itararé.

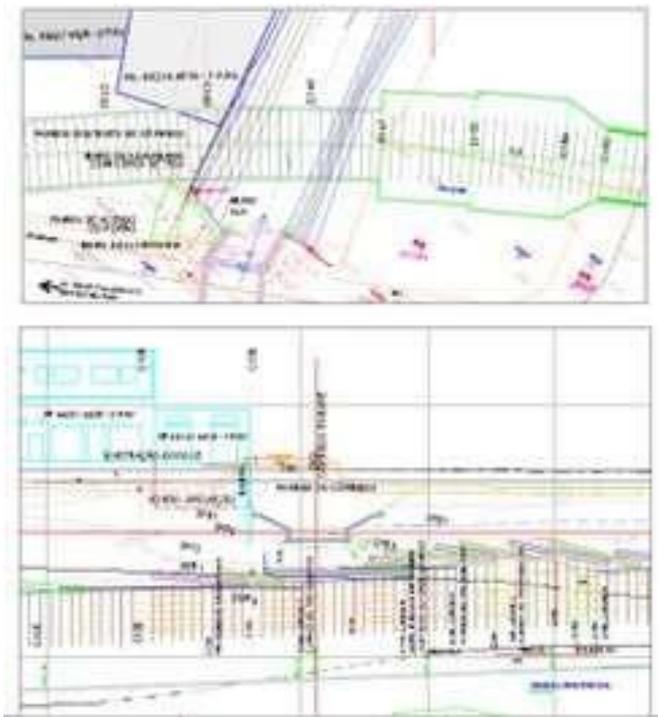


Figura 15. Preparação prévia das 3 câmaras e execução de tratamento duplo horizontal a 2,5m do fundo do canal.

2.5 Reforço sob as galerias antigas para passagem do shield – Linha 5 – Metrô SP

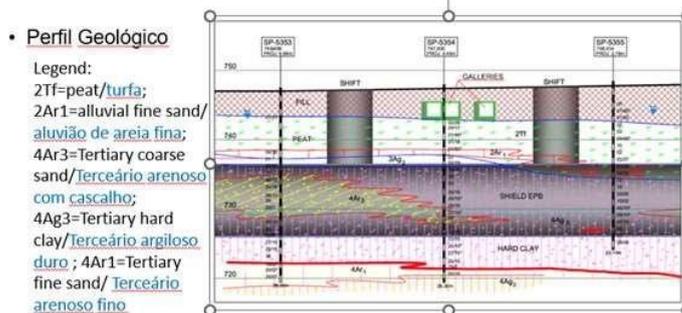


Figura 16. Perfil geológico sob as galerias antigas em solo mole para passagem da TBM.

O tratamento executado neste trecho da Linha 5, no Parque das Bicicletas, no Ibirapuera, visava criar um bloco de reforço e consolidação armada na camada de argila orgânica aluvionar e turfosa, com SPT P/45 a 0, existente na fundação de duas galerias adjacentes de concreto, sob a qual passaria o TBM pressurizado de 10,5m de diâmetro com recobrimento de 4,5m.

Essas galerias tiveram que ser reforçadas previamente ao tratamento, pois as estruturas de concreto e, principalmente, as dos fundos já estavam rompidas, desgastadas, sem nenhuma manutenção. Inclusive, uma dessas galerias tinha rompida à jusante, a cerca de 150m dessa região, alguns meses antes devido à forte chuva ocorrida.

A solução projetada previa a execução de 2 “shafts” de 6m de diâmetro, contidos por colunas verticais de CCP, até próximo o topo do TBM, ainda no mesmo material aluvionar. A partir de cada poço, posicionado

cada um em lados opostos às galerias, sobre a projeção do TBM, foram feitos 3 leques radiais de enfilagens autoperfurantes, de bulbo contínuo alternados, de 15m cada, totalizando sob a fundação das galerias 6 enfilagens autoperfurantes armadas e injetadas na camada do solo mole, formando uma “estiva” de tubos injetados com espessura da ordem de ~ 2m e ~0,4 m de distancias entre cada camada de leques alternados (figuras 17 e 18).

Em função do espaço limitado e as direções dos furos cada segmento de tubo de enfilagem era de 1,15m, rosqueado em macho e fêmea, em tubo SCH 160 de 4”.

Foi preparado um gabarito específico para orientar cada furo do leque, embocando em parede curva e para alinhamento vertical e horizontal, além de verificar a deflexão do tubo na fase de cada perfuração e injeção para não invadir a base das galerias e muito menos a seção a ser escavada do TBM.

A execução do tratamento foi bem-sucedida, sendo constatado uma elevação de cerca de 2,5mm na chegada do TBM e, depois um recalque de ~ 5mm após a passagem e estabilização dos marcos e tassômetros nas galerias e entre elas (figura 19).

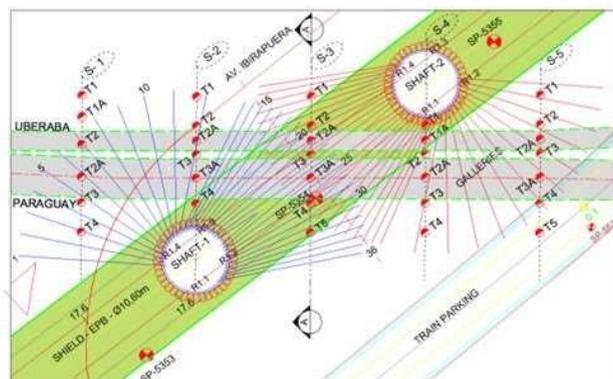


Figura 17. Esquema de tratamento em 6 leques radiais alternados por dois “shafts”. Enfilagens autoperfurantes com tubo SCH 160 de 4” em bulbo contínuo.

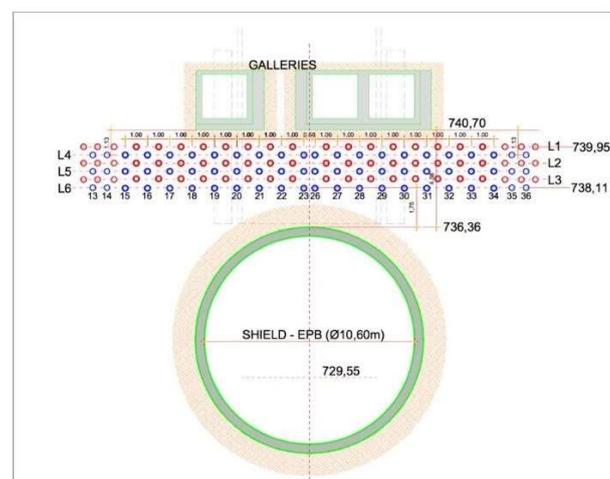


Figura 18. Distribuição das enfilagens em três leques alternados feitos a partir de cada shaft.

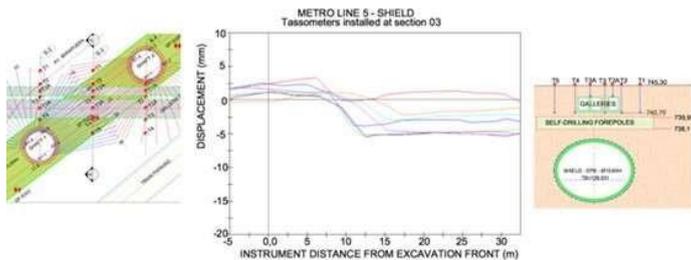


Figura 19. Localização dos instrumentos para monitorar a execução das enfilagens e o comportamento na chegada e após a passagem do TBM.

2.6 Estação PUC sob um edifício em área confinadas – Linha 6 – Metrô SP

A Linha 6 do Metrô-SP, tem algumas das estações mais profundas construídas em São Paulo. Os casos que se destacam são as estações HIGIENÓPOLIS com 65m, a PUC – CARDOSO DE ALMEIDA com 60,5m, e a FAAP-PACAEMBU com 46m entre outros.

Outros destaques desafiadores são as indisponibilidades de áreas ou limitadas áreas para o tratamento para implantação de estação, exigindo do Consórcio Construtor e Projetistas soluções não convencionais e inéditas para sua implantação.

O caso da Estação PUC, a estação foi implantada a partir de um grande poço central (~38m de diâmetro) e profundidade de 60,5m. A partir dele, foram construídas duas cavernas, em túnel NATM, para complementação do corpo da estação. Um deles, denominado túnel norte, sentido de Brasilândia, e outro, túnel sul, no sentido Estação São Joaquim, Linha 1, Centro. Esses dois túneis tiveram um trecho inicial, sob tratamento horizontal, pelo poço, até encontrar o tratamento vertical / inclinado em colunas de jet grouting feitas pela superfície, visando a melhoria técnica do maciço e a antecipação do cronograma.

Esse trecho norte da estação foi tratado com jet pela superfície, a partir de um lote, com demolição de uma construção, cujo tratamento foi feito com colunas justapostas verticais e inclinadas, tipo CCP, de diâmetro 1,0m. As figuras 20 e 21 ilustram essas geometrias adotadas, com perfurações que atingiram 55m e inclinações em duas direções (7° e 12° max.). Todos as colunas inclinadas estavam concentradas em duas áreas extremas do terreno como ilustrado na figura 20. Perfurações com este comprimento exigem manobras de haste o que dificulta mais o trabalho. A limpeza, remoção de refluxo, locação de novos furos, planejamento de sequência do trabalho interferem em toda logística do canteiro, e significam redução na produção.

Foram feitos dois septos nas extremidades do bloco tratado, com a execução de colunas inteiras na seção (maciçamento) com 5 seções, que compunham cada septo.

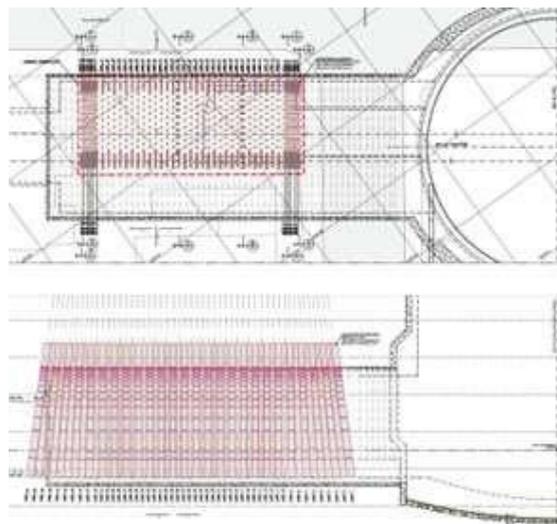


Figura 20. PUC – Trecho Norte – planta e corte – Jet vertical e inclinado.

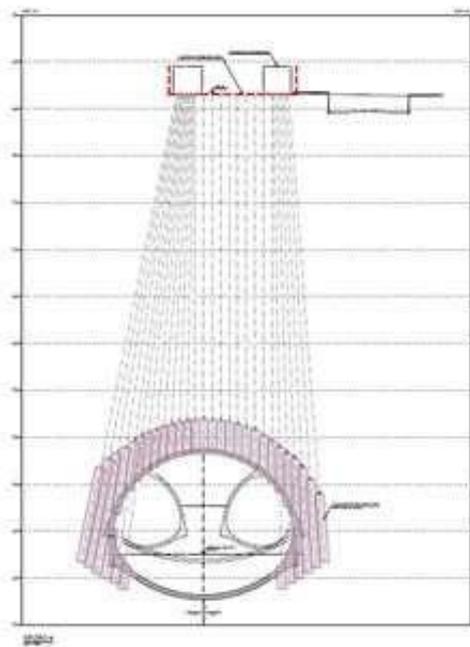


Figura 21. PUC - Trecho Norte - Seção Típica.

O trecho sul da estação teve uma restrição maior de espaço para o tratamento, por não dispor de nenhuma área adicional para o jet pela superfície, restando apenas dois cantos do terreno desapropriado do poço da estação. No terreno adjacente ao poço da estação, a escavação do túnel tinha que ser feita debaixo de um prédio existente, com 1 subsolo ocupando a área toda do terreno, e suas fundações em tubulão curto da ordem de 8m. (ver figura 22 e 23).

Deste modo, todos os furos foram feitas em leques para esse tratamento, eram inclinados em 3 direções, uma no sentido montante do avanço do túnel (máximo, de até 30°), onde todos os tubulões ficavam ainda à montante das seções de perfuração (ver figura 23), bem como eram inclinados em duas direções no plano da seção, para direcionar os furos para dentro

do túnel (em até 20°). Os furos mais longos chegaram a 62m. Além dos comprimentos das colunas executadas em cada furo, conforme projeto, o trecho restante do furo era também injetado, como um bulbo contínuo, para reforçar todo maciço atravessado na perfuração e evitar os vazios por falta de preenchimento.

Todo o cuidado foi adotado na execução desse trabalho, com monitoramento contínuo, inspeção diária ao edifício e garantia do posicionamento topográfico da haste em cada furo com apoio de equipes de topógrafos, dia e noite, e, finalmente com a garantia de retorno dos refluxos.

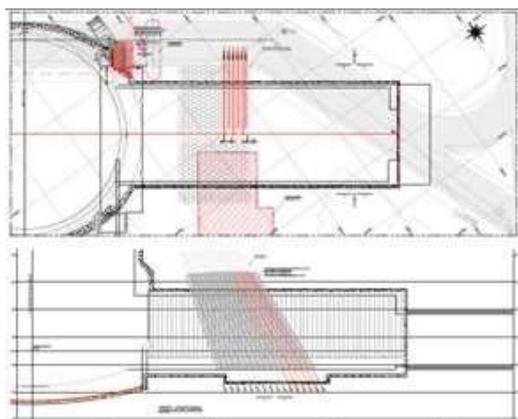


Figura 22. PUC - Trecho Sul - Planta e corte longitudinal.

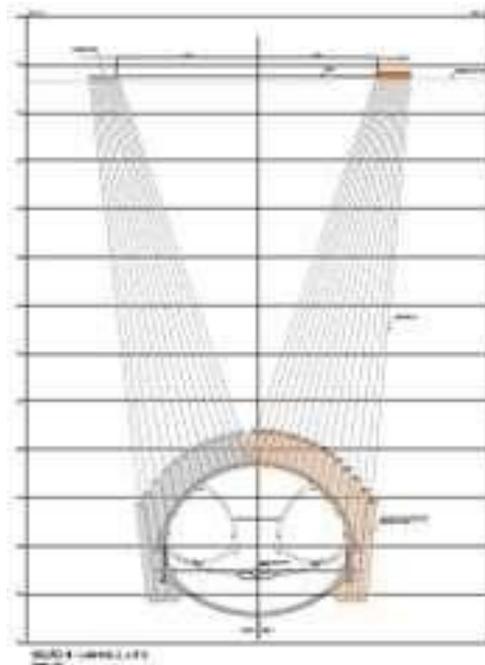


Figura 24. PUC - Trecho Sul - Seção tipo.

2.7 Futura Estação FAAP – Pacaembú - Túnel Piloto – Linha 6 – Metrô SP

A viabilização da futura estação FAAP tornou-se possível através de uma concepção inusitada na engenharia brasileira de obra metroviária.

Em função da indisponibilidade total de área livre na superfície, que estava toda construída com residências de alto padrão, foi concebido pelo Consórcio Construtor e Projetista, inicialmente, um túnel piloto (túnel de pedestre para acesso a bilheteria) em posição estratégica. A partir dela, foi projetado os tratamentos necessários para a escavação do túnel caverna da estação FAAP, posicionada abaixo do piloto (figura 26).

Algumas particularidades nos tratamentos da escavação do túnel piloto serão aqui destacadas:

- Dificuldades na boa execução do tratamento horizontal inicial pelo emboque do poço Sergipe; apesar de ele estar pré-revestido com paredes diafragmas de “couli”. Ocorreram infiltrações e carreamentos durante a escavação do poço, exigindo o uso de ponteiros de rebaixamento de água, em alguns níveis com lençóis empoleirados. Esse serviço também era de difícil execução com perfurações que provocavam carreamentos até sua instalação final.
- A execução de serviços de escavação do poço junto às paredes com infiltrações exigiu instalações

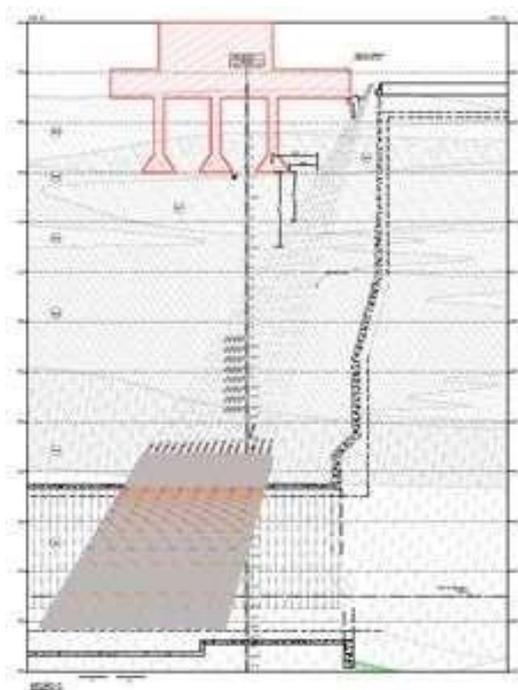


Figura 23. Trecho Sul – Posicionamento das seções de tratamento a montante das fundações do prédio.

Pré-rupturas com calda de cimento foram usadas para beneficiar o retorno do refluxo, principalmente, na camada arenosa com presença de limonita. Não foi necessário o uso de furos de alívio na execução do tratamento. Qualquer anomalia observada na obra era comunicada à equipe de tratamento e o serviço

de outras ponteiras que foram perfurados para o interior do maciço e, assim, também, provocaram o seu desconfinamento e até vazios localizados, devido às alternâncias de camadas arenosas e argilosas.

- O tratamento do lance inicial feito a partir da parede do poço e não ficou bem executado, mostrando trechos de colunas lavadas e vazias na verificação com reperfuração. Causas prováveis dos problemas, foram, entre outras a divergência entre espessura da parede de projeto e o real executado, maciço muito desconfinado internamente, junto às paredes devido a dificuldade de estabilização das paredes escavadas, inclusive com fluxo de água escorrendo nesse contato, lavando as colunas injetadas, além de outros fatores como desvios das lamelas, etc.

- Necessidade de ajuste de linguagem de projeto com a empresa executora do serviço, inibindo iniciativas para a melhoria da solução executada de imediato.

- Necessidade de uso do preventer na boca do furo para evitar a diluição do refluxo, além de preencher e consolidar o maciço desconfinado junto a parede do poço. Poderia ter sido um trabalho prévio a execução das colunas horizontais.

- Refazimento do tratamento das colunas que tinham indicação de esvaziamento na reperfuração. O tratamento em CCPH, desta vez, foi feita até dentro da parede diafragma obrigatoriamente. A verificação com reperfuração foram feitas em todas as colunas CCPH, devido a desconfiança da qualidade da coluna, seguindo as instruções de projeto. Todas as colunas refeitas usaram o preventer para evitar a diluição com o fluxo d'água do maciço.

- Existência próxima a região do invert provisório de uma camada argilosa que confinava o fluxo no contato e camada de areia sobrejacente, criando "locas" que exigiram a criação de barreira de colunas nessa região e uma boa drenagem no contato. Esse fenômeno continuou durante boa parte da extensão do túnel.

- Dificuldades de limpeza no túnel pela necessidade de retirada dos materiais pelo poço até a superfície, causaram um ritmo lento da obra.

- O último lance de tratamento foi feito a partir de uma plataforma montado sobre andaimes pelo poço FAAP (ver figura 25) para que o encontro das frentes fosse no seu interior, além de antecipar cronograma.

Com relação ao tratamento feito a partir do túnel piloto para a envoltória da estação caverna (ver figura 26) também pode-se comentar que:

- Prioridade inicial do tratamento em trecho de 35m junto ao poço FAAP para escavação da estação e emboque do TBM. Abortado em função do não atendimento ao cronograma de partida do TBM.

- Sequência executiva em modulação de 10m e liberação de trecho acabado de 2,4m contínuo para

refazimento do arco invertido – projeto. Não se mostrou um esquema viável na obra.

- 3 equipamentos kamasutra estiveram trabalhando simultaneamente, por um período, porém a logística da limpeza não acompanhava a remoção dos refluxos e águas infiltradas. A produção média era apenas da ordem 20 furos por dia.

- Com dois equipamentos a produção média era da ordem de 16furos/dia.

- Com um equipamento era da ordem de 13 furos/dia.



Figura 25. Túnel piloto - Posicionador "Kamasutra" na execução de camada dupla de CCPH na calota e septo frontal em CCPH.

Planejar a sequência executiva de forma tal que o deslocamento do equipamento fosse o menor possível e buscar maior produtividade em campo conciliando os problemas típicos da frente.

- Planejamento e manutenção de um sistema de piscinas intermediárias para acúmulo de refluxo e água de infiltração, que com auxílio de bombas de lama possa lançar até o poço final de esgotamento e elevação até a superfície, onde é transportado para um caminhão de tanque fechado. Evitar o "ambiente insalubre" com empoçamento destes materiais.

- Teste com "polímeros" para aglutinar refluxo e tratar a água carbonatada com polímeros também. É uma solução que deve ser posto em prática, na escala

da obra, e ver as reais vantagens técnicas e econômicas.

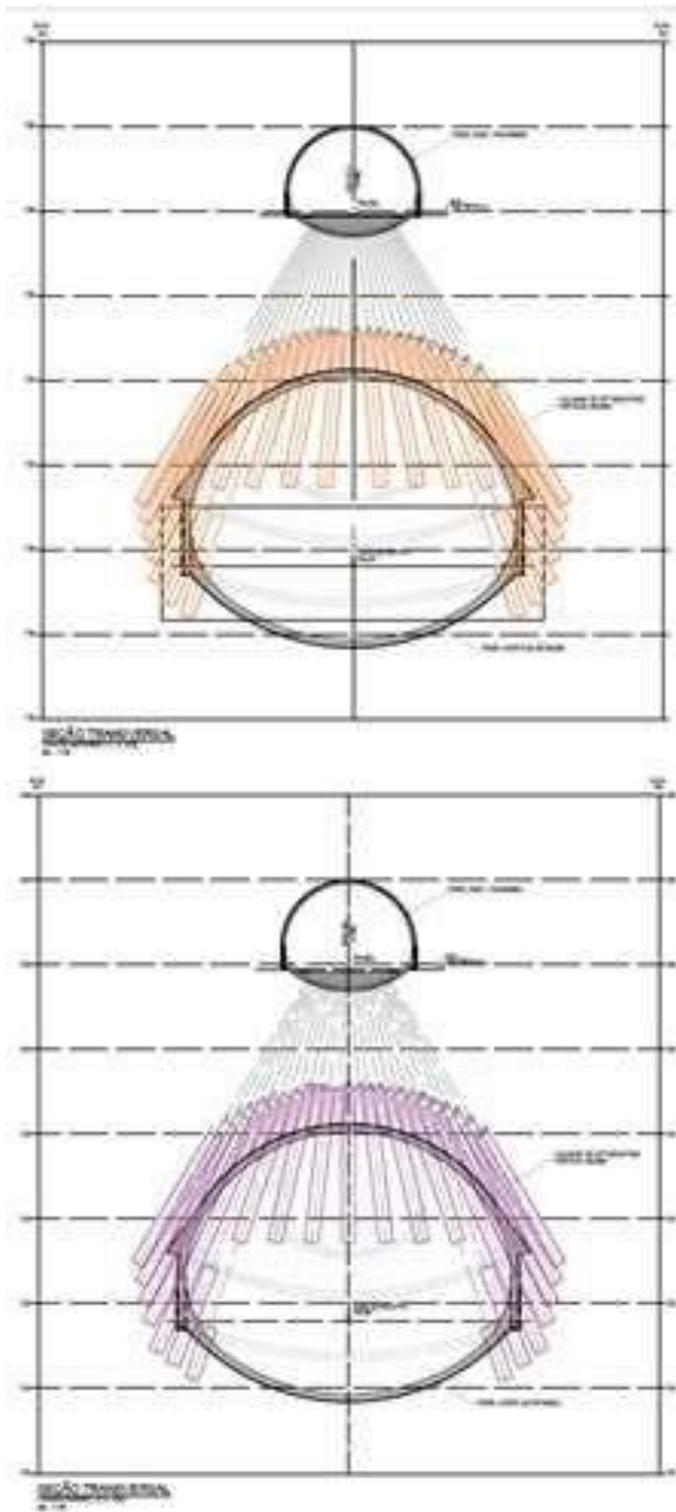


Figura 26. Túnel Estação – Tratamentos tipos para Posicionador "Kamasutra" para envoltória da seção da estação. Executadas alternadamente.

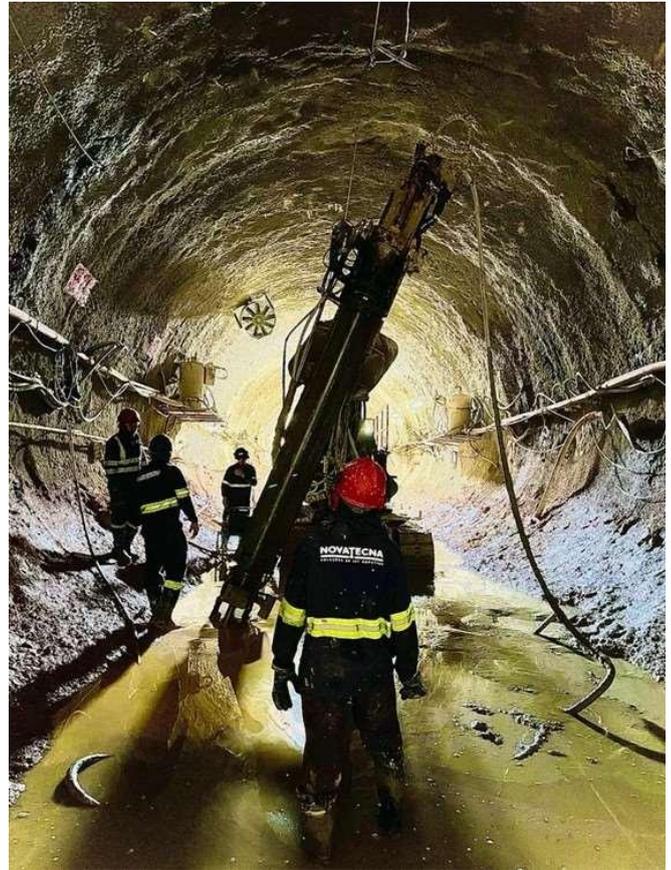


Figura 27. Túnel Estação – Tratamentos tipos com Posicionador "Kamasutra" na execução das colunas inclinadas.

3 REFLEXÕES SOBRE O DESENVOLVIMENTO DE NOVAS SOLUÇÕES DE ENGENHARIA NAS OBRAS FUTURAS

Em função das restrições cada vez maior na ocupação do espaço superficial para implantação das novas obras urbanas em cidades densamente habitadas e as exigências públicas e ambientais as estruturas subterrâneas tornam-se cada vez mais necessárias e obrigatórias.

Obras de Metrô, galeria de drenagem urbana, reservatórios de contenções de cheias enterradas, aterramentos de vias férreas que cruzam a cidade, cruzamentos das grandes avenidas etc, irão necessitar cada vez mais de projetos não convencionais, inovadoras e criativas para a implantação dessas obras.

Certamente equipamentos modernos como tuneladora de diversas dimensões e outras técnicas construtivas serão utilizados nas obras lineares de escavação.

Os maciços “não tão amistosos” serão enfrentados também, exigindo das empresas que atuam na área de “melhoria e consolidação do maciço”, como por exemplo, o uso do jet grouting e de outras técnicas, uma atualização contínua no desenvolvimento e aplicação das suas tecnologias e o aprimoramento contínuo, cada vez maior, de sua equipe técnica e de

seu pátio de equipamentos, e acompanhar e estar atento as necessidades mais imediatas do mercado futuro em que atua. Incorporar, também, os novos avanços do sistema de registro e documentação automatizada que existem no mercado.

4 SÍNTESE E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A evolução tecnológica e a precisão na aplicação do jet grouting pelos autores, aqui sumarizadas estão calcadas na experiência de sua equipe e enfrentamento e aceitação de novos desafios baseados em trabalhos anteriores e novas capacitações.

Por exemplo a aplicação do jet grouting horizontal trouxe um recurso muito importante na indústria de escavações de túneis mineiros (NATM) que até então sofriam com as limitações das técnicas disponíveis antes, como as enfilagens tradicionais manchetas devido ao tempo de execução e limitação da abrangência técnica, mormente em solos arenosos e saturados e a impossibilidade de oferecer solução como a formação de uma casca contínua e resistente na envoltória do túnel a ser escavado. Também a evolução dos posicionadores em função dos desafios que foram enfrentados como os “kamasutra” de diversas dimensões que podem criar um tratamento em toda envoltória do túnel a ser tratado e criação de septos frontais em camadas arenosas com presença intensa de água do maciço como no caso da travessia sob o rio Tamanduateí.

Outro desafio abordado é a formação de equipes técnicas especializadas para enfrentar os imprevistos geológico-geotécnico e dispor quando necessários de recursos técnicos e acessórios complementares como preventer, drenos micro-ranhurados com selo, e outros, e ficar atentos, analisar e registrar em mapas de furos os maciços atravessados, inclusive coletando e medindo as densidades dos refluxos, ganho de resistência expedito e percepção de até diluição do refluxo pela infiltração da água pelo furo.

Uma cronologia sucinta dos principais casos históricos abordados são:

- 1980 – fundada a empresa Novatecna por Guatteri e Colla.
- Técnica de jet utilizada CCP (jet 1) vertical – SANEGRAN e PORTO PRIMAVERA.
- 1986 – Técnica do jet grouting horizontal (CCPH) – Campinas com transferência Ródio Itália.
- 1986- Técnica do Jumbo Grout (jet 2 – JG/JSJ) – com ar comprimido.
- 1989/1994 - Técnica do bulbo contínuo, galeria de drenagem – Mini Anel- SP.

- 1994 – Serviço em Jet no Metro Lisboa – Portugal.
- 1997 em diante. - Uso do CCPH pela primeira vez no Linha 2 - METRÔ -SP. Depois, trabalhos contínuos em todas as linhas novas como: L2, L3, L4, L5 e L6.
- 1999 – Uso do CCPH em 360°, Septo horizontal, preventer – Tamanduateí.
- 2000 a 2010 – Metro de Caracas – Venezuela.
- 2000 – Uso do CCPH em 360°, Septo horizontal, preventer – Copacabana.
- 2006 – TAV – Barcelona – Espanha, aplicação de CCPH 360° e septo frontal.
- 2023 – Metro do Porto – Portugal – disponível todas as soluções atuais, com a Terrajato.

5 AGRADECIMENTOS

Inicialmente os autores agradecem às oportunidades de participação em todos os trabalhos citados e outros não descritos, e receber o reconhecimento sobre a qualificação da Novatecna para a execução de serviço de Jet Grouting. Registramos aqui uma homenagem e os agradecimentos “in memoriam”, aos ensinamentos e gratidão aos nossos “inestimáveis mestres” como Guatteri G., Colla R., Mosiici P. e Doro Altan V., além do nosso colega Eng. José Enrique Garcez que fez parte dessas realizações.

6 REFERÊNCIAS

- Guatteri, G., Mosiici P., Koshima A., Doro Altan, V., 1994, *Application of Jet Grouting to Portal and Top Headings in N.A.T.M. Tunnelling: Brazilian Experiences*, Paper 27, p 455 a 471, Grouting in the Ground, Thomas Telford, Londres.
- Guatteri, G.; Mosiici, P.; Doro Altan V.; Koshima A., 1998 – *Brazilian Experience in Jet Grouting Treatments in Difficult Tunnels and Metropolises*, Proceedings of The World Tunnel Congress 98, São Paulo, vol 2, 1021 a 1026.
- Guatteri, G.; Koshima, A.; Lopes, J.R.; Pieroni, M.R., 2002 - *Jet Grouting Horizontal em 360° e Septo em Túnel em Areia sob o Rio Tamanduateí - 4º TURB*, São Paulo.
- Guatteri G., Lopes J.R., Primo C., Brautigam V. M., Sózio L.E., Koshima A., de Mello L.G., 2002a, *A Construção de dois Túneis do Metrô – RJ sob Edifício de 7 Andares em Copacabana - Um Desafio*

à *Engenharia de Túneis*, XII COBRAMSEG SP, outubro 2002.

Koshima, A., 2019, *Fundações: Teoria e Prática, Jet Grouting*, sub-item 17.2, cap. 17, Oficina de Textos, ABMS ABEF, com vários editores e autores, 3ª edição, 692 - 706.

Targas, D.N., Mitsuse, C. T., 2002, *Complexo Viário Maria Maluf: Aspectos Relevantes do Projeto e da Execução dos Túneis*, - 4º TURB, São Paulo.

Progressos e retrocessos da engenharia nacional na área de túneis nos últimos 50 anos

A. C. E. M. Maffei

Phd, Full Professor at University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

B. H. H. S. Gonçalves

Phd, Associate Professor at University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

RESUMO: Este artigo tem o objetivo de comparar os desafios e as soluções dos anos 70, 80 e 90 com as atuais, considerando os equipamentos e as ferramentas de cálculo disponíveis em cada época. Há 50 anos os engenheiros estavam abandonando as régua de cálculo para usar as primeiras maquininhas com operações mais sofisticadas. Os computadores eram muito grandes e ainda utilizavam cartões perfurados. Atualmente estão disponíveis computadores de mesa com capacidade para cálculos sofisticados, em 3D, mas aí surge um outro problema: conhecer os parâmetros de entrada e analisar os resultados. Se as hipóteses iniciais não representarem o problema que se está querendo resolver, as análises devem considerar as incertezas inseridas nestas hipóteses. Com melhores ferramentas e equipamentos, os acidentes em obras enterradas deveriam ter diminuído, mas ainda ocorrem acidentes primários, em regiões muito bem estudadas como a grande São Paulo.

1 INTRODUÇÃO

O artigo pretende contribuir com a formação dos jovens engenheiros, alertando sobre alguns aspectos teóricos e práticos que explicam e justificam as decisões tomadas na prática da engenharia de obras enterradas.

Engenharia é criatividade, técnica e experiência, e a técnica e a experiência são transmitidas entre as gerações. As várias épocas de desvalorização da engenharia brasileira fizeram com que houvesse uma fuga de gerações de engenheiros que passaram a atuar em diferentes campos, sempre com muito sucesso. A área financeira é uma prova desta migração. Com isso, a experiência e o conhecimento adquiridos com obras executadas há 40, 50 anos, ficaram perdidos no limbo do tempo.

Além disso, a facilidade do uso da Internet e da IA (Inteligência Artificial) estão acabando com a necessidade de pensar, de pesquisar, de analisar e concluir.

Uma mudança importante é o método de pesquisa utilizado. Antigamente íamos à biblioteca, procurávamos os livros e as revistas científicas, folheávamos e líamos o que interessava. Começávamos dos últimos artigos publicados e através das citações e da bibliografia voltávamos no tempo até ler os artigos ou livros originais.

Atualmente, coloca-se a palavra-chave no Google e se obedece à pesquisa bibliográfica que o Google indica. O Google não sabe se todos os artigos que ele indica estão de acordo com as pesquisas atualizadas e aceitas pela comunidade técnica. Utiliza-se IA para fazer um resumo teórico e aí acontecem os absurdos;

as citações ficam totalmente distorcidas. Um exemplo que encontramos nos trabalhos atuais é o sistema de classificação de solos em função do comportamento para escavação de túneis apresentado por Terzaghi (1948), em seu livro escrito há quase oitenta anos, ser apresentado como se tivesse sido desenvolvido pelo autor de uma dissertação de mestrado escrita há menos de 20 anos.

Os livros apresentam os conhecimentos consolidados e infelizmente não são mais utilizados. É certo que o conhecimento evoluiu muito ao longo dos últimos 50 anos, mas sem entender a evolução do conhecimento não é possível entendê-lo completamente.

Outra novidade na engenharia é a cópia de projetos, pareceres e consultoria que são feitos sem a concordância dos autores. Estes então nem são citados!

Como a engenharia nacional vai continuar evoluindo se os jovens engenheiros não quiserem mais se dedicar, estudar e se atualizar para realmente aprender?

Um projeto de obras enterradas requer o conhecimento de várias áreas da engenharia e a interação entre elas: geologia, geotecnia, estrutura e métodos construtivos. Adiante, vamos levantar alguns aspectos importantes sobre elas.

O CQP e o ATO servem para garantir a excelência das obras, mas em alguns casos não estão cumprindo o seu objetivo, pois não são realizados com competência e responsabilidade por profissionais gabaritados.

Este artigo busca comparar e reconhecer os avanços e retrocessos na área de estruturas enterradas, segundo a percepção dos autores.

2 GEOTECNIA E GEOLOGIA EM OBRAS ENTERRADAS

A Mecânica dos Solos surgiu quase como uma ciência empírica. Os solos eram classificados através de ensaios simples e a partir desta classificação os comportamentos eram estimados.

O primeiro grande avanço da Mecânica dos Solos surgiu no início do século passado com o conceito das tensões efetivas apresentado por Terzaghi.

Utilizando-se a Teoria da Elasticidade e as propriedades reológicas do material “solo”, desenvolveram-se os modelos de resistência e deformabilidade dos diferentes tipos de solo.

Taylor (1942) utilizou a Teoria da Plasticidade para discutir o adensamento secundário, complementando a Teoria de Adensamento de Terzaghi (1925).

Novos conceitos surgiram com o estudo dos solos não saturados, desenvolvido a partir da década de 60 do século passado.

Na década de 70 começaram os primeiros estudos dos solos tropicais brasileiros, tendo o Prof. Nogami, o Prof. Milton Vargas e o Prof. Victor de Mello como grandes entusiastas e incentivadores. Afinal, o comportamento dos solos tropicais não segue a Mecânica dos Solos clássica desenvolvida na Europa e nos Estados Unidos para solos sedimentares.

A resistência e deformabilidade dos solos começaram a ser analisadas utilizando a Teoria da Plasticidade e Viscosidade, não se limitando à Teoria da Elasticidade. A globalização e o maior intercâmbio de pesquisadores e profissionais facilitaram a utilização das teorias mais sofisticadas.

Novos ensaios de laboratório e de campo foram introduzidos no cotidiano da Engenharia Geotécnica, acompanhando o desenvolvimento de novas teorias. No entanto, quanto mais sofisticada e realista é a teoria utilizada, mais difícil é a determinação dos parâmetros de entrada e mais sofisticado é o Método de Cálculo a ser utilizado.

Em túneis em rocha surgem outros desafios: os métodos utilizados para a classificação das rochas. Os que são mais utilizados no Brasil são o Método de Bieniawski e o Método de Barton. No entanto, estes métodos foram desenvolvidos para rochas diferentes das nossas que, por estarem em clima tropical, apresentam muitas fissuras e fraturas preenchidas com solo. Qual é a resistência a ser adotada para uma rocha muito fraturada? O fato de se atribuir uma nota alta para a compressão simples do elemento de rocha pode descaracterizar a classificação do maciço rochoso.

O Prof. Nick Barton já sugeriu várias vezes que fosse desenvolvido um método de classificação para as rochas tropicais e este é um interessante desafio para os engenheiros e os geólogos de engenharia.

3 INTERAÇÃO MACIÇO-ESTRUTURA

A separação entre estruturas e geotecnia está implícita nas próprias escolas de engenharia civil, observando-se a tendência de formulação de regras empíricas, notadamente no ensino de fundações. Evidentemente, face à impossibilidade de determinação de teorias e variabilidade dos dados, abundam as “regras” para dimensionamento de fundações.

Hoje em dia, a estrutura dos prédios e outras obras ainda é projetada considerando engastamento nas fundações sem levar em conta os deslocamentos diferenciais que ocorrem nas fundações. O projetista de fundações calcula sem considerar que os deslocamentos destas afetam o cálculo da estrutura. É evidente que, de modo geral, nas estruturas prediais usuais a falta de compatibilização entre os deslocamentos das fundações e dos pilares pode ser admissível, não alterando em geral, a segurança obtida, quase sempre, porque os esforços reais são próximos, exceção feita a edifícios muito altos.

Tal simplificação não é aceitável em todo tipo de obra. Determinados tipos de deslocamentos transversais em paredes de valas ou muros produzem empuxos diferentes daquele adotado convencionalmente.

Tendo em vista a interação solo-estrutura em obras de contenção (muros de arrimo, cortinas, valas, paredes provisórias e definitivas), surge a necessidade de aplicação das características da interação solo-estrutura, definida como sendo a compatibilização dos deslocamentos do maciço e da estrutura.

Atualmente, essa compatibilização foi facilitada devido à rápida “evolução” de programas que são capazes de resolver sistemas de equações diferenciais complexos, considerando diferentes geometrias, as sequências construtivas e as diferentes relações constitutivas. Entretanto, não adianta sofisticar o método de cálculo se os parâmetros de entrada não forem confiáveis. Caso haja dúvida de parâmetros, é possível realizar estudos paramétricos quanto à geometria, relações construtivas e fases de execução. Uma mudança para aproximação entre geologia, fundações (mecânica dos solos) e estruturas durante o curso universitário, certamente melhoraria a qualidade dos projetos e obras.

O projeto Matarazzo Boulevard, na região da Avenida Paulista, foi calculado sem a clássica dicotomia empresa de projeto de estruturas e empresa de projeto de fundações, o que levou a grande economia e excelência de obra.

4 METODOLOGIA CONSTRUTIVA DE TÚNEIS AO LONGO DAS DÉCADAS

A história de túneis no Brasil não pode ser contada sem se lembrar dos primórdios relacionados à Ferrovia do Aço e à Imigrantes, ambas cujos projetos foram implantados pelo Escritório Técnico Figueiredo Ferraz, nos anos 70. Destaca-se que os túneis da Ferrovia Vitória-Minas e São Paulo-Santos, como tantas outras, datam do início do século passado.

Em 1968 têm início os trechos em túnel do Metrô de São Paulo, no centro da cidade, desde a Estação Jabaquara até a Liberdade, pelo método *cut and cover*, posteriormente foi executado o Trecho 3, entre Luz e Estação Liberdade, construído através do método da couraça (Shield).

Interessa comentar que foram executados dois shields de 6 m de diâmetro superpostos com 2 m de espaçamento vertical entre eles no terciário, areia e argilas, com ar comprimido, muito bem executado pela Camargo Corrêa a ponto de o recalque máximo superficial ter sido da ordem de milímetros na superfície da Rua Boa Vista.

Demonstra-se, assim, que a solução com shields hoje considerados ultrapassados pode ser considerada mais eficiente do que a solução com shields modernos, dependendo da expertise em relação ao subsolo.

Observe-se que o trecho em túnel construído pelo método *cut and cover* já havia sido parcialmente construído na região da Vila Mariana.

Praticamente à mesma época teve início o Metrô do Rio de Janeiro, entre 1970 e 1979, construído em *cut and cover*.

A SABESP passou a preferir o método não-destrutivo, abandonando, quando possível, o método destrutivo. Eram túneis de pequeno diâmetro, os quais, em vista dos seus longos comprimentos, foram construídos por métodos não destrutivo (MND): *pipe jacking, tunnel liner, NATM*.

A questão do afastamento entre túneis, da ordem de dois a três diâmetros foi suscitada nos livros que trataram de túneis, notadamente o clássico “The Art of Tunneling”, de K. Széchy (1966), o que levou à maioria das normas antigas europeias a prescrever o cálculo da estrutura do túnel para resistir dois e meio diâmetros, sem considerar arqueamento, assim como recomendar afastamento entre túneis e coberturas com mínimo de dois e meio diâmetros.

O hábito de utilizar regras empíricas sem entender o conceito que elas traduzem leva a alguns absurdos de engenharia. Um exemplo deste equívoco foi registrado quando para o emboque de um determinado túnel no Sul do país, foi exigida uma cobertura de rocha de, no mínimo 2 m, o que levou à necessidade de avançar desnecessariamente o emboque à custa de detonações a céu aberto com tratamento, por um longo trecho.

5 VALIDADE DO CQP

O CQP é um procedimento que permite a certificação do projeto através de um “*double check*” e, portanto, havendo necessidade de concorrência para contratação, somente poderiam participar empresas com capacitação comprovada.

A título de exemplo, recebemos de um cliente o relatório de CQP sobre um projeto de um túnel para drenagem com dimensões próximas a 4 m de raio. Após copiarem “*ipsis litteris*” nosso cálculo para enfilagens, cambotas etc., resolveram, utilizando um programa de computador certificado, calcular o túnel. O resultado foi a apresentação de esforços solicitantes absolutamente descontínuos, “*estrambóticos*”, a tal ponto que a conclusão do parecerista foi que a tela proposta no projeto era insuficiente.

Também, pudera, o dimensionamento dos esforços apresentados no CQP correspondia à necessidade da utilização de 90 cm de espessura de concreto projetado e armadura de Ø25 mm a cada 20 cm.

Ao procurar saber sobre a empresa do parecer, verificou-se que era empresa de elaboração de projetos de estrutura metálica, sem expertise em projetos de túneis.

O exemplo serve para demonstrar a necessidade de escolha pelo melhor preço sempre ser precedida de análise técnica, o que não ocorreu no caso da certificadora em questão que foi escolhida por concorrência de preços do próprio contratante estatal.

O conhecimento teórico é fundamental, pois será o orientador da excelência do projeto e indispensável do entendimento dos resultados produzidos pela utilização do computador.

6 IMPORTÂNCIA DO ACOMPANHAMENTO DE OBRA E O RISCO DA UTILIZAÇÃO DO RECALQUE DE ALERTA

É preciso cuidado com a utilização, comum, entre nós, da indicação de recalques de alerta e emergência. Acreditar em deslocamentos extraídos de cálculo repleto de hipóteses sobre o comportamento, parâmetros e simplificações é como imaginar que os cálculos numéricos conseguem expressar a realidade, tão complexa.

Os sinais a serem observados durante o ATO são mais importantes e permitem a rápida introdução de reforços, necessários ou não.

Seria importante que o projeto considerasse os diversos mecanismos correspondentes aos

parâmetros de geometria, resistência, planos de fraqueza, e aí dispusesse não sobre números, cuja confiabilidade não é suficiente, mas sobre indícios de mecanismos.

Como exemplo pode ser citado o colapso de uma residência na região de obras do Metrô de São Paulo. Os recalques medidos estavam abaixo do nível de alerta, embora os indícios de ruptura estivessem presentes. Os habitantes da casa foram evacuados momentos antes de ocorrer o colapso, demonstrando que a instrumentação é necessária, mas não é suficiente para previsão de colapsos.

7 A IMPORTÂNCIA DA ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS POR MEIO DE PROGRAMAS DE COMPUTADOR

Apenas a título de exemplo: o formato de um muro de arrimo corresponde à estrutura de uma chapa. Antes do uso de computadores o muro era calculado como uma viga engastada. Ao utilizar programas de computador, os quais consideram a estrutura como chapa, as tensões de cisalhamento, por exemplo, são diferentes dos cálculos efetuados como vigas engastadas na base, o que levava colegas a duvidar dos resultados do “computador”.

A respeito, também é preciso entender que às vezes a escolha de um “modelo” estrutural pode gerar detalhamento construtivo muito complicado ou inexecutável, ou seja, nem sempre a “perfeição” das hipóteses de cálculos que os programas disponíveis oferecem é compatível com os detalhes construtivos eficientes.

Interessa ressaltar que o preparo dos engenheiros formados nas universidades federais e o amálgama com todas as universidades do Brasil tornaram desnecessárias a contratação das empresas de São Paulo e Rio de Janeiro para projetos de túneis, principalmente pelo conhecimento específico da geologia e geotecnia regionais.

Dizia o engenheiro responsável pelo desenvolvimento do Strudi, antecipando o mau uso dos programas de computador: “Somente vendo o programa para quem souber calcular um pórtico hiperestático “na mão”.

8 CONCLUSÕES

Do exposto, pode-se concluir que apesar do progresso dos ensaios investigativos que permitem determinar parâmetros mais realísticos, dos métodos de cálculo que representam melhor os problemas e dos equipamentos e máquinas de campo mais sofisticados

que facilitam e agilizam as obras, houve um retrocesso em muitos projetos e obras. Alguns acidentes ocorridos recentemente, em regiões de características geológicas e geotécnicas bem conhecidas, poderiam ter sido evitados.

9 REFERÊNCIAS

Maffei, C. E. M. 2024. *Metrô de São Paulo: desde o início um modelo para a engenharia civil*. São Paulo: Brasil Engenharia, 2024. p. 231-234

Széchy, K. 1966. *The Art of Tunneling*. Budapest: Akadémia Kiadó.

Taylor, D.W. 1942. *Research on Consolidation of Clays*. Publication from the Department of Civil and Sanitary Engineering.

Terzaghi, K. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. New York, Wiley.

Terzaghi, K. 1948, Peck, R. B.; Mesri, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3°. ed. New York: A Wiley-Interscience.

Construção de túnel de pequena cobertura em ambiente urbano – desafios técnicos e aprendizados

Nishijima, P.S.T. & Iyomasa, W.S. & Campos, G.C.

IPT, São Paulo, Brasil

Santos, F.S.

FIPT, São Paulo, Brasil

RESUMO: Os eventos climáticos extremos que ocorrem no planeta têm demandado ações específicas e eficientes a fim de se evitar impactos vultosos no ambiente urbano e na sociedade, como os vivenciados no estado do Rio Grande do Sul em 2024. A capacidade das cidades de se adaptar a esses eventos, mantendo a infraestrutura e protegendo a população, caracteriza uma cidade resiliente. Este artigo aborda uma iniciativa do município de São Bernardo do Campo (SP) para se tornar resiliente por meio de um sistema de macrodrenagem, em um contexto geológico e geotécnico complexo. O projeto visa reduzir os riscos de inundações no centro urbano, e, um de seus túneis atravessa litotipos geológicos variados, situando-se sob edificações antigas e vias principais. O artigo explora os aspectos geológico-geotécnicos e seus impactos no projeto, com ênfase nas investigações e no processo construtivo das obras, destacando aprendizados que permitiram prever desafios para o método construtivo no contexto de um ambiente urbanizado.

1 INTRODUÇÃO

A crescente urbanização e a consequente impermeabilização do solo intensificam os problemas de inundação na região central de São Bernardo do Campo, no estado de São Paulo, sobretudo na bacia superior do Ribeirão dos Meninos. Em resposta a esses desafios, o município de São Bernardo do Campo, lançou em meados dos anos de 2010, o Projeto Centro Seco com recurso financeiro do PAC 2 – Programa de Aceleração do Crescimento 2 do governo federal. Esse projeto visou mitigar os impactos das enchentes por meio de um ambicioso plano de drenagem urbana. Entre as principais intervenções do projeto, destaca-se a construção de uma nova galeria de águas pluviais, em túnel, denominado Túnel Principal, conectando o Córrego dos Meninos ao Reservatório de Retenção de Cheias identificado por RM-16, localizado nas proximidades do Paço Municipal (**Figura 1**). Esse projeto incluiu

ainda a construção de um sistema de galerias de micro e macrodrenagem, para complementar e otimizar a capacidade de drenagem da área urbana do centro da cidade. A implementação desse sistema de obras vai ao encontro das medidas preventivas para tornar-se uma cidade mais resiliente, o que reduz a vulnerabilidade às inundações e melhora a gestão das águas pluviais na região.



Figura 1: Região onde se insere o projeto. (Google Maps, 2024).

A construção de galerias em túneis constitui uma solução de engenharia impulsionada pela intensa verticalização do espaço urbano e pela necessidade de soluções sustentáveis integradas ao meio ambiente. A crescente demanda por obras subterrâneas nas áreas urbanas tem estimulado avanços nas tecnologias de escavação, permitindo uma ocupação segura dos solos. Campos et al. (2024) destacam que a sociedade se encontra na "Era Ambiental do Uso do Espaço Subterrâneo", apresentando várias vantagens desse uso. No entanto, os autores alertam para a necessidade de regulamentar o uso do subsolo, devido aos riscos associados às construções urbanas.

Este artigo discute os desafios técnicos enfrentados com as condições geológico-geotécnicas existentes ao longo do túnel com pequena cobertura, em particular, as implicações das escavações em rocha sã e solo mole em região intensamente urbanizada. O prévio conhecimento das características geológico-geotécnicas é fundamental em obras subterrâneas, em particular ao longo do traçado de túneis, pois influenciam tanto na distribuição das tensões quanto no suporte primário da escavação. No caso específico de São Bernardo do Campo, o túnel foi escavado a apenas três metros das fundações de edificações antigas, apresentando desafios adicionais. O artigo também apresenta estudos sobre alternativas tecnológicas e as lições aprendidas durante o processo.

Em relação a sua localização, o túnel foi escavado sob a Rua Jurubatuba, situada a uma quadra de distância

da principal via urbana de São Bernardo do Campo, a Avenida Brigadeiro Faria Lima. Ambas as vias, localizadas no centro da cidade, eram artérias importantes para o tráfego local e intermunicipal, sendo utilizadas por veículos de diversos tipos, incluindo ônibus urbanos, veículos leves e caminhões de carga. A Rua Jurubatuba é caracterizada por um ambiente urbano denso, com diversos edifícios comerciais e serviços, como lojas, restaurantes, postos de combustível, além de importantes instalações públicas que atendem à população local, como o Terminal Rodoviário e o Poupatempo (instalação estadual que reúne em único local diversos serviços públicos). Na extremidade norte da Rua Jurubatuba, localiza-se o Edifício da Prefeitura de São Bernardo do Campo, um marco administrativo da cidade. Este empreendimento possui uma extensão aproximada de 961 m.

Essas duas vias principais, a Rua Jurubatuba e a Avenida Faria Lima, estão situadas praticamente ao longo do limite superior do fundo do vale de inundação do Ribeirão dos Meninos. Devido ao crescimento urbano, o curso d'água foi progressivamente canalizado sob a Avenida Faria Lima, e sua bacia hidrográfica passou a receber as águas pluviais provenientes das encostas laterais do vale. Durante períodos de chuvas intensas, a água escoada pelas encostas é dirigida para essas vias de tráfego, e frequentemente resultavam em alagamentos e inundações na área central da cidade. Esse fenômeno era particularmente crítico para a região comercial, uma vez que a água acumulada comprometia a infraestrutura viária e as atividades econômicas locais, exigindo medidas preventivas e corretivas para mitigar os efeitos dessas inundações. O túnel e seus poços de acesso, Poço 1 e 2, foram construídos sob a Rua Jurubatuba, ao longo da faixa da esquerda do tráfego de veículos (sentido bairro – rumo sul) e junto à faixa de pedestres. Na **Figura 2**, pode-se observar o traçado do túnel, em vermelho.

O reservatório foi escavado a céu aberto e junto ao edifício da prefeitura. Na **Figura 3**, podem-se observar os edifícios comerciais com dois a três pavimentos, em sua maioria, exceto as edificações construídas recentemente. Nessa figura pode-se observar, ao fundo, a sede da prefeitura local.

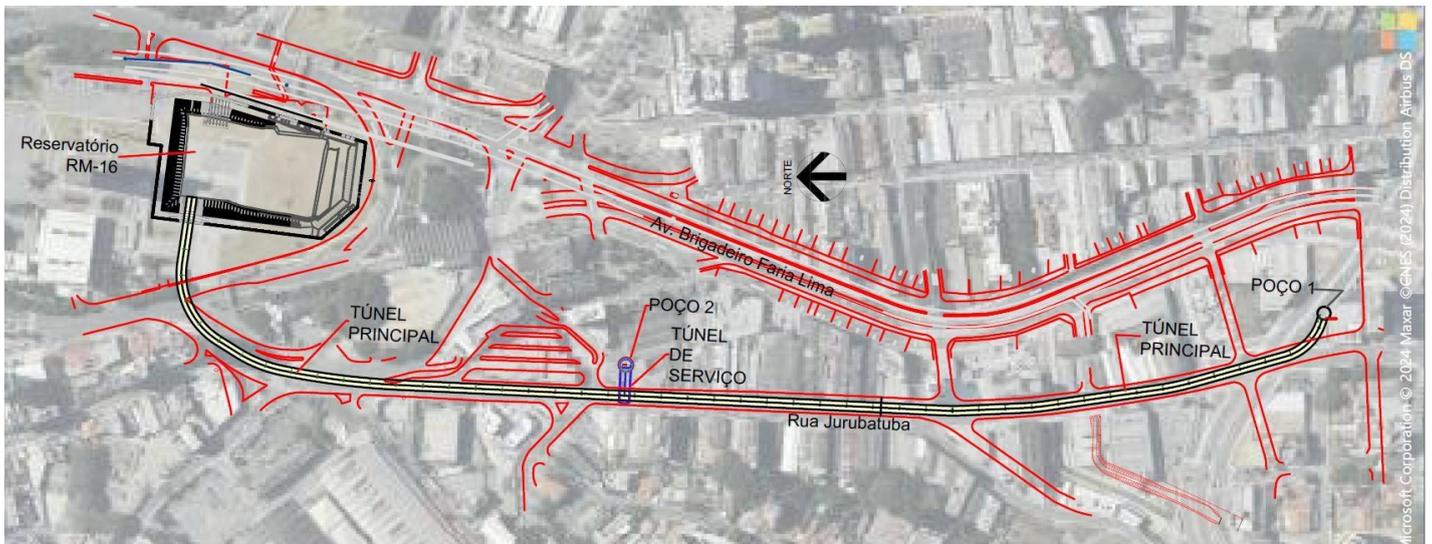


Figura 2: Traçado do túnel principal, em amarelo (Microsoft Corporation, 2024. Dados fornecidos pela Prefeitura Municipal de São Bernardo do Campo).



Figura 3: Vista das edificações antigas e de pequeno porte da Rua Jurubatuba (Google Earth, 2024).

2 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

O município de São Bernardo do Campo está situado no contexto geológico da Região Metropolitana de São Paulo e do Rift Continental do Sudeste do Brasil (RCSB). Nesse cenário, pode-se caracterizar três compartimentações de grande relevância, sendo elas: o embasamento pré-cambriano do Domínio Embu, as rochas sedimentares da Bacia de São Paulo componentes da unidade geológica dos Sedimentos

Terciários e, por fim, as coberturas quaternárias correspondentes aos Sedimentos Aluvionares. Cabe ressaltar que o Domínio Embu é limitado pelo sistema de Falhas de Taxaquara e do Rio Jaguari, e ao sul pela Falha de Cubatão.

O RCSB, foi formado durante a ruptura continental e a reativação de zonas de cisalhamento com a abertura do Atlântico-Sul. Bacias como São Paulo e Taubaté se formaram sobre rochas da Faixa Ribeira, preenchendo o Rift (Riccomini *et al*, 2004). Esse Rift Continental do Sudeste do Brasil teve seu principal desenvolvimento por um processo de separação de placas tectônicas, que formou altos e baixos estruturais por meio do basculamento de um bloco devido à movimentação relacionada a apenas uma falha geológica. Segundo a CPRM (2019), sob o ponto de vista tectônico, os depósitos ocorridos durante a fase de “rifteamento” são influenciados por falhas, dobras, juntas e fraturas relacionadas ao processo de “rifteamento” e tem caráter extensional, estando depositados sobre o embasamento pré-cambriano.

Na área de estudo, ao longo do desenvolvimento do Projeto Básico do Centro Seco foram identificadas nas investigações geológico-geotécnicas três litotipos, sendo eles os depósitos tecnogênicos de consistência muito mole (aterros com N_{SPT} igual a 0) no topo do terreno, sedimentos aluvionares quaternários e solo residual de rocha. Segundo este projeto, o túnel seria escavado parte em camada sedimentar e predominantemente em solo de alteração de rocha e, não havia previsão de escavação em rocha.

No entanto, durante as investigações para o Projeto Executivo uma interferência subterrânea não identificada previamente nas investigações geológico-geotécnicas do Projeto Básico foi encontrada e o Projeto Executivo necessitou ser alterado. A alteração do projeto exigiu que a cota de

início do greide inferior do túnel fosse rebaixada em aproximadamente 3 m, alterando sua declividade do Poço 1 ao Poço 2. Na alteração do Projeto Executivo, previu-se escavar o túnel principal em rochas do embasamento e, em predominância, em sua alteração (solos residuais), composto de siltes areno-argilosos e siltes argilo-arenosos, com N_{SPT} variando entre 9 golpes/30 cm até o impenetrável à ferramenta de percussão. Já a ocorrência do topo rochoso do embasamento foi prevista a partir de 18 m de profundidade, em determinado trecho do túnel.

A geratriz superior do túnel foi escavada entre 12 a 15 m de profundidade. Acima da geratriz superior são encontrados os sedimentos aluvionares e camadas de aterro, conforme o perfil apresentado na **Figura 4**.

Os sedimentos aluvionares ocorrem geralmente entre as profundidades de 2 e 10 m, apresentam N_{SPT} variando de 1 golpe/49 cm (argilas orgânicas ou solo mole) a 33 golpes/21 cm (pedregulhos grossos). Já o material tecnogênico (aterro) é composto por argila arenosa com RCD (Resíduos de Construção e Demolição) ou silte argilo-arenoso micáceo. Os valores de N_{SPT} variam geralmente entre 2 e 6 golpes/30 cm.

No que tange ao nível da água, este se apresenta de forma rasa ao longo de todo o trecho do Túnel Principal, variando entre as cotas 747 m e 755 m, ou seja, com profundidades que oscilavam entre 1,4 m e 6,4 m, sendo normalmente encontrado nas camadas aluvionares.

As variações nos litotipos e no nível de água, somadas às alterações construtivas no Projeto Executivo, impactaram diretamente no planejamento e execução do túnel, exigindo ajustes nas técnicas de escavação e no controle das condições geotécnicas ao longo de sua extensão.

3 O MÉTODO DE ESCAVAÇÃO ADOTADO

O túnel foi projetado para ser escavado pelo método de escavação sequencial (NATM - New Austrian

Tunnelling Method), considerando duas condições específicas que demandaram tratamentos particulares na seção de avanço: uma seção mista, onde a parte inferior é em rochas cristalinas e a superior em solos residuais; e outra, em seção plena totalmente inserida em solo residual. No entanto, destaca-se que no projeto original previu-se uma única seção típica (Classe V), na classificação RMR (*Rock Mass Rating*), para toda a extensão do túnel.

A geometria da seção do túnel é aproximadamente circular, com 5,8 m de largura e 6,0 m de altura internas, 28 m² de área livre e 35 m² de área escavada. Tratamentos sistemáticos para o teto e, eventualmente, para a frente de escavação estavam previstos, com enfilagens do tipo *Jet Grouting* a serem executadas ao longo de quase toda a extensão do túnel. Para o trecho próximo ao emboque do túnel pelo Poço 1, foram previstas enfilagens injetadas (Tubo SCH-40) e para a frente de escavação, o tratamento previsto foi com enfilagem de bulbo contínuo. O método construtivo do Túnel Principal consistia na execução sucessiva de dois avanços típicos de calota e um avanço típico de arco invertido provisório, até o encontro das duas frentes de escavação. Para otimizar a sua construção, o túnel foi escavado em 4 frentes, o que foi propiciado pela construção dos Poços 1 e 2.

Em relação às rochas cristalinas, estas requereram desmonte cuidadoso, já que a escavação a frio (uso de rompedor, darda hidráulica ou argamassa expansiva) era dificultosa e/ou de alto custo, e o uso de explosivos poderia gerar altas velocidades de vibração de partícula (PVS) e frequência

Os instrumentos previstos para acompanhamento da escavação dos Poços 1 e 2 e o túnel principal eram piezômetros, tassômetros, marcos superficiais, inclinômetros, pinos de convergência, *Bench Marks* e pinos de edificação.

LEGENDA PARA A SEÇÃO GEOLÓGICA

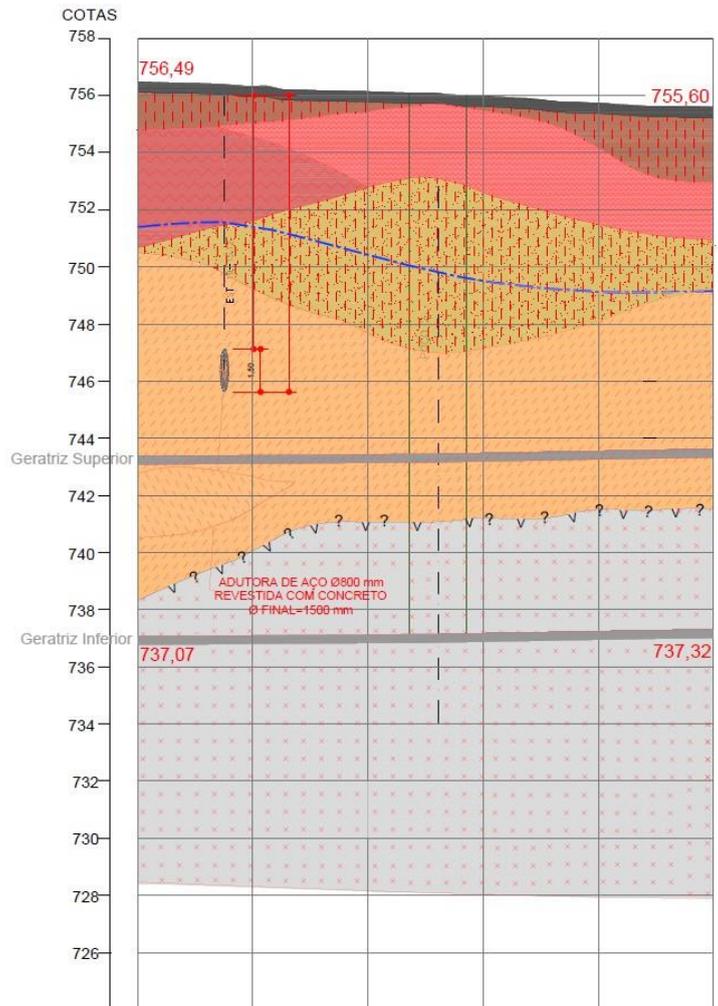
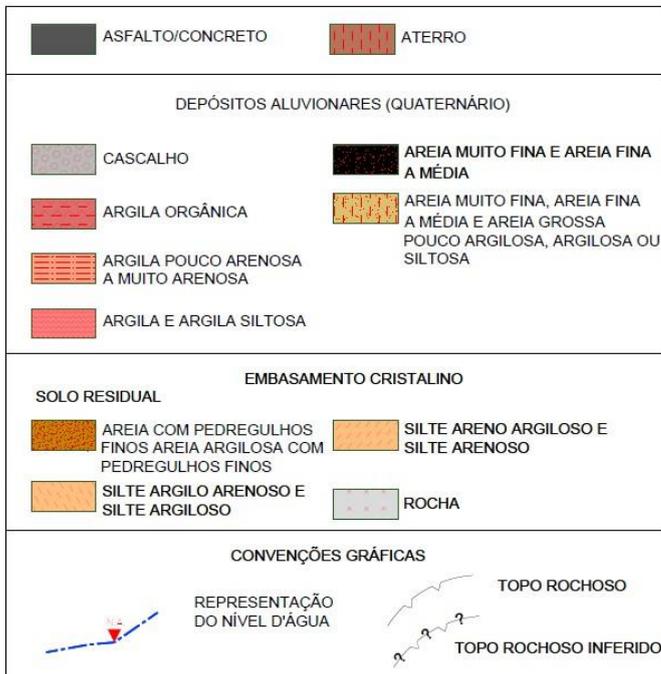


Figura 4: Extrato do perfil geológico-geotécnico do Projeto Executivo (adaptado de IPT, 2018, dados fornecidos pela Prefeitura Municipal de São Bernardo do Campo).

4 DESAFIOS TÉCNICOS

Diversos são os desafios de projeto para a construção de novas obras subterrâneas, envolvendo considerações desde geológicas até legais. Segundo Campos *et al.* (2024), dois aspectos são particularmente desafiadores em obras subterrâneas: a) disponibilidade de um modelo geológico geotécnico representativo e b) conhecimento das interferências existentes na superfície e no subsolo; este item é particularmente relevante em obras em ambiente urbano.

Com relação ao modelo geológico-geotécnico, para reduzir o risco de descolamento entre a situação idealizada no projeto e a realidade encontrada na obra, é importante que seja projetada e desenvolvida campanha de investigações que envolva sondagens em quantidade e profundidade adequada, além de utilização de outras tecnologias, como geofísica. A partir do conjunto de informações o projeto precisa desenvolver suas previsões, sem nunca desconsiderar possíveis variabilidades.

O outro aspecto relevante para o projeto é o conhecimento das interferências no subsolo, como

redes de águas pluviais, esgoto, água, telefonia, fibra ótica, eletricidade, gás, iluminação, tipos de solos dentre outros. Para mitigar o risco de danos aos sistemas, ou até ocorrência de acidentes, é fundamental elaborar um sistema de cadastro unificado destas interferências, contendo a sua geometria (*As built, Databook*). No caso em estudo não havia esse cadastro atualizado e completo e, pelo fato de existir muitas edificações antigas na região, a ocupação do espaço subterrâneo no local era uma grande incógnita.

Como exemplos, o projeto básico do túnel do Centro Seco preconizava uma declividade única de 0,15 %, do Poço 1 até sua chegada ao reservatório. No entanto, durante as investigações complementares para detalhamento do Projeto Executivo, duas situações não previstas no Projeto Básico foram encontradas. Uma foi a interferência de uma adutora de aço revestida de concreto com diâmetro total de aproximadamente 1,5 m, e na profundidade enterrada de 10,5 m. A outra foi a ocorrência do topo rochoso em cotas elevadas no reservatório RM-16. Essas interferências impactaram diretamente no projeto construtivo do túnel. Portanto, foram realizados ajustes significativos em seu projeto, com novo

posicionamento em cota do túnel, modificação do greide e no modo de sua operação, que passou a ser do tipo afogado.

Outro desafio do projeto foi controlar e minimizar os deslocamentos do maciço de solo, dado que muitas edificações antigas da Rua Jurubatuba se encontravam sobre estacas de madeira, cujas características e estado de conservação foram de difícil determinação dada a inexistência de documentos de projeto e as dificuldades inerentes à investigação *in situ*. O estado de conservação de algumas das edificações também suscitou preocupações, somado ao grande número de usuários dos imóveis comerciais da região.

Adicionalmente a este cenário intensamente urbanizado, a alteração de projeto e a descoberta de um litotipo de maior resistência (rocha praticamente sã) requereu a fragmentação de rochas (quartzo xisto e micaxisto) por meio do método de escavação a frio. A construtora e a projetista apresentaram a proposta do uso da tecnologia de plasma, fundamentados em dados coletados de ensaios realizados pela fornecedora do plasma na escavação do reservatório RM-16 e em outras obras, cujos resultados indicavam baixos níveis de propagação de ondas mecânicas, muito aquém dos valores estabelecidos em normas e diretrizes vigentes para áreas urbanas.

O uso dessa nova tecnologia se provou um desafio como método de escavação com baixos níveis de propagação de ondas mecânicas, que necessitou da alteração do projeto de desmonte e do monitoramento sísmico sistemático, cujos resultados foram divulgados por Santos, *et al.* (2020).

5 LIÇÕES APRENDIDAS

Campos e Iyomasa (2014) destacam que há várias lições aprendidas com obras subterrâneas, desde as eminentemente de caráter técnico, até àquelas associadas aos aspectos de gestão e projeto das obras. Quando se trata de túneis de pequena cobertura em ambiente urbano, como no caso do projeto do Centro Seco de São Bernardo do Campo, os cuidados com as questões relacionadas à investigação e caracterização do maciço a ser escavado tem forte impacto na concepção do projeto e definição de sua sequência construtiva.

Em relação aos projetos, é necessário prever programas de monitoramento das obras e estruturas de superfície que permitam a identificação, em curto intervalo de tempo, de comportamentos anômalos e que tragam dados para análises de tendência ao longo do tempo, visto que muitos maciços podem apresentar deformações lentas ao longo das escavações, mas que evoluem para situações de colapso abrupto.

Ainda na fase de projeto, é necessário ter-se um programa de gestão de riscos, que contemple medidas

envolvendo os arredores da obra e todos os usuários da região. Segundo Campos e Iyomasa (2014), essa ação “*requer uma equipe dedicada ao tema e perfeitamente alinhada com as outras equipes, para garantir a eficácia das soluções e ações a serem tomadas*”.

Outro ponto a ser salientado é a vulnerabilidade das cidades às ameaças de eventos climáticos extremos que promovem desastres naturais catastróficos. As soluções tradicionais para proteção de obras de infraestrutura, muitas vezes, não são suficientes para lidar com esses desafios de forma eficaz. Nesse contexto, o uso do espaço subterrâneo é visto como uma alternativa estratégica para aumentar a resiliência das cidades, oferecendo soluções para questões como gestão de águas pluviais, de forma a prevenir as inundações e gerenciar as águas (ITA WORKING GROUP 20, 2023).

No que tange a este aspecto, destaca-se a necessidade de um planejamento urbano integrado e coordenado, onde o uso do espaço subterrâneo seja abordado de forma abrangente e multidisciplinar, considerando todos os aspectos relevantes, levando em conta não apenas os aspectos técnicos, mas também os sociais, econômicos e ambientais. O espaço subterrâneo deve ser parte de uma estratégia maior para o desenvolvimento sustentável das cidades, sendo planejado com visão de longo prazo.

6 CONCLUSÕES

A infraestrutura subterrânea é essencial para o desenvolvimento de cidades eficientes, sustentáveis e resilientes, situação almejada pela sociedade e pelos gestores públicos. Impulsionar a adoção de soluções por meio de obras subterrâneas em áreas densamente ocupadas, com edificações sobre fundações antigas e de alta fragilidade, representa um grande desafio técnico, exigindo soluções cuidadosas, por vezes audaciosas, mas extremamente seguras e de baixo custo. Se o terreno possui características geológico-geotécnicas desfavoráveis, como presença de solo mole sobre rocha sã que necessita ser escavada para avanço de obras subterrâneas, o desafio torna-se gigantesco e exige soluções inovadoras, com a atuação em parceria entre construtor, projetista, consultores e o empreendedor. Foi com base nessa concepção que as obras do Projeto Centro Seco foram desenvolvidas, de maneira a evitar danos às edificações existentes e garantir a segurança da população, que continuou a circular pela cidade sem registros de acidentes relacionados à construção do túnel.

Para o avanço das escavações de forma cuidadosa recorreu-se à tecnologia do plasma, associada a procedimentos técnicos cuidadosos adotados, como

isolamento de áreas de risco, desvios do sistema de trânsito e de passagem da população nos momentos mais vulneráveis à ocorrência de acidente.

Adicione-se que para obras subterrâneas urbanas, sobretudo em regiões centrais, há necessidade do conhecimento prévio das ocupações históricas para que as obras sejam realizadas de forma segura e sem falhas. Nesse sentido, recomendam-se:

- a) elaboração de um cadastro centralizado e único de obras enterradas, que permita disciplinar o uso e a ocupação do espaço subterrâneo;
- b) compartilhamento de dados de investigações geológico-geotécnicas, por meio de mapas e perfis georreferenciados;
- c) compartilhamento de experiências e casos de sucesso e insucesso nas comunidades geotécnicas, para que sirvam de exemplos para outras obras similares; e
- d) elaboração de leis e normas que regulamentem e organizem o uso e ocupação do espaço subterrâneo.

Adicionalmente, ressalta-se que em obras complexas e de longa duração, faz-se premente um programa de instrumentação que considere os efeitos das escavações subterrâneas nas construções em superfície, que permita identificar riscos durante o andamento das atividades e possa retroalimentar o projeto do próprio empreendimento.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seu sincero agradecimento à Prefeitura Municipal de São Bernardo do Campo pela oportunidade de divulgar o conteúdo técnico deste artigo. Agradecem, ainda, ao IPT pela permissão para a elaboração deste trabalho e disseminação dos conhecimentos gerados.

8 REFERÊNCIAS

Campos, G.C.; Iyomasa, W.S. (2014). Acidentes em Obras Subterrâneas – Principais lições aprendidas. *Revista Fundações e Obras Geotécnicas*, nº 46, p54-57.

Campos, G.C., *et.al.* (2024). Uso e Ocupação do espaço subterrâneo – desafios do future. *Cadernos do ILP*, v.5, nº 3, versão especial, p.66-76.

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (2018). *Relatório de Avaliação do Projeto Executivo da Galeria em Túnel do Projeto Centro Seco*. São Paulo: IPT. 103 p.

ITA WORKING GROUP 20 (França). (2023). *Urban Underground Space for resilient cities: ITA working group 20: urban problems, underground solutions*. 32. ed. Avignon: Shoot the Moon, 64 p. Disponível em: <https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/content/25-working-group-20-urban-problems-underground-solutions>. Acesso em: 19 nov. 2024.

Riccomini, C.; Sant’Anna L.G.; Ferrari, A. (2004). Evolução Geológica do Rift Continental do Sudeste do Brasil. In: Mantesso-Neto, Virgínio *et al* (org.). *Geologia do continente Sul-Americano: evolução da obra de Fernando Flávio de Almeida*. São Paulo: Beca, Cap. 13. p. 383-406. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/281589766_Evolucao_geologica_do_rift_continental_do_sudeste_do_Brasil_2004. Acesso em: 05 nov. 2024.

Santos, F.S. *et.al.* (2020). *Seismic Monitoring During the Excavation of a Shallow NATM Tunnel Using the Plasma Blasting Method*. ITA-AITES World Tunnel Congress, WTC2020 and 46th General Assembly, 2020, Kuala Lumpur: ITA-AITES, p. 1243-1248.

Some case histories from tunnelling projects in the Parisian region

A. Lopes dos Santos, M. Cahn, T. Richa & K. Nejjar
terrasol (setec), Paris, France

ABSTRACT: This paper presents key lessons from recent underground works carried out for the Grand Paris Express project in France, highlighting three case studies presented in the literature. The first examines a 32-meter-deep excavation supported by diaphragm walls with five levels of struts, comparing three analysis models: Winkler-type, 2D finite element (FE), and 3D FE. Displacement measurements from fiber optics and strain gauges validate the results. The second case involves the construction of France's deepest metro station (56 meters), using traditional tunneling methods with strict displacement constraints. Predicted displacements from 2D and 3D FE models are compared to actual settlement measurements. The final case explores machine learning techniques for predicting ground settlements in urban tunneling, using input data such as ground settlement and TBM parameters, continuously refined with geotechnical data. These case studies provide insights into the magnitudes of observed settlements, the solutions developed to mitigate them, and the effectiveness of modeling and predictive techniques. This paper brings literature references of underground works carried out in France that can be useful for Brazilian designers working in analogous conditions.

1 INTRODUCTION

The Grand Paris Express is an ambitious infrastructure project in the Paris region, involving the creation of four new metro lines - 15, 16, 17, and 18 - along with extensions to existing ones. Approximately 200 kilometers of new tunnels will be excavated by the end of the project, and about 70 new stations will be constructed. The work began in 2015, with completion expected by 2030.

Excavation works are carried out in challenging conditions within densely populated areas where strict performance criteria are imposed. The underground space composed by layered sedimentary deposits, is already congested, and the new tunnels and stations interact with existing structures (parking lots, other metro stations and tunnels, building foundations, sewers). Compliance with tight displacement limits is mandatory to ensure safety and prevent disturbances to neighboring structures, which are often sensitive.

In this context, design and construction techniques push the boundaries of state-of-the-practice. Advanced modeling is essential to predict ground response, while precise instrumentation and monitoring systems track the actual behavior of the ground and surrounding structures. Continuous comparison between measured and predicted data enables ongoing refinement of the design.

This paper presents three case histories on deep excavations in the area, highlighting the specific challenges, ground conditions, modeling techniques used, and a comparison with the measured behavior.

2 OVERVIEW OF THE CASE HISTORIES

This paper compiles the publications of Nejjar et al. (2022), Cahn et al. (2024), and Richa et al. (2024) related to works recently concluded in the Parisian region.

Nejjar et al. (2022) presents a detailed numerical back analysis of the fully monitored 32-meter-deep

excavation supported by diaphragm walls with five levels of struts, at Fort d'Issy-Vanves-Clamart.

Cahn et al. (2024) presents the case of the deepest metro station of France (Saint-Maur-Créteil, 56 meters depth), with caverns built using traditional tunneling methods and strict displacement constraints due to interaction with a nearby existing station.

Richa et al. (2024) explores machine learning techniques for predicting ground settlements for parts of the metro 14 and 15. The input data used are ground settlement measurements, TBM parameters, and estimated geotechnical profile and properties.

Figure 1 presents the location of the quoted case histories in the context of the Grand Paris Express

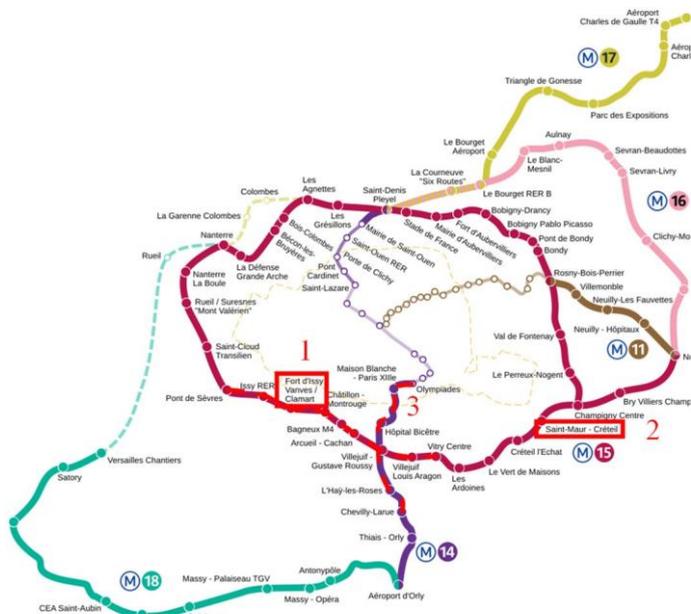


Figure 1 – Location of the presented case histories in the context of the Grand Paris Express. (1) Nejjar et al. (2022); (2) Cahn et al. (2024); (3) Richa et al. (2024)

3 CASE 1: DEEP EXCAVATION WITH HIGHLY INSTRUMENTED RETAINING WALLS

The case presented by Nejjar et al. (2022) regards the station Fort d'Issy-Vanves-Clamart, which is a 32m depth excavation supported by propped diaphragm walls in very dense urban area (Figure 2). The case stands out due to the availability of comprehensive monitoring data, including wall monitoring through fiber optics (wall displacements and estimation of bending moments), use of strain gages to evaluate prop loads, and earth pressure-cell transducers to evaluate actual earth pressures. The availability of the data allowed for an understanding of the actual soil-

structure interaction mechanisms taking place and the comparison to the designed-modelled phenomena.

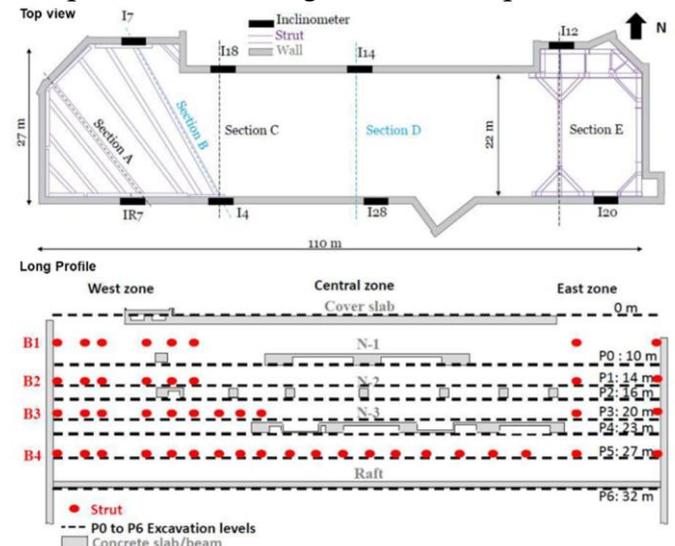


Figure 2 – Top view and longitudinal profile of the Fort d'Issy-Vanves-Clamart station (Nejjar et al, 2022)

Ground conditions are typical of the Parisian basin. The ground investigation campaign included Ménard pressuremeter tests (as usual in French practice), logging, laboratory triaxial tests and geophysical tests (cross holes), aiming at an assessment of shear moduli at small strains. The combination of tests representative of different strain domains enabled the adjustment of the deformability parameters of the ground in the calculation through back analysis and comparison with the real deformations in the soil. Table 1 presents some parameters used in the design and allows for a comparison between Ménard type modulus E_M (assessed using standard pressuremeter tests) and G_0 , shear modulus at small strains, assessed using geophysics. On this subject, more recent research has shown that pressuremeter tests including unload and reload loops are an interesting tool to characterize ground shear moduli at small strains as well as its decay as a function of strain level (Lopes et al, 2024). This is especially true for fine ground (such as the Plastic Clays) for which analytical solutions are available.

Table 1 – Design ground parameters for the Fort d'Issy-Vanves-Clamart station

Ground	E_M	G_0	$\gamma_{0.7}$	ϕ'	c'	K_0
	MPa	MPa				
Backfill	6	175	9.5E-05	29	0	0.52
Limestone	25	600	9.0E-05	35	20	0.43
Plastic clay	40	117	1.1E-04	17	10 ¹	0.85
Meudon marl	100	670	1.5E-04	25	30	0.58
Chalk	170	950	1.3E-04	35	40	0.43

(1) $C_u = 120$ kPa

Figure 3 presents the cross-section with geotechnical profile for the Fort d'Issy-Vanves-Clamart station.

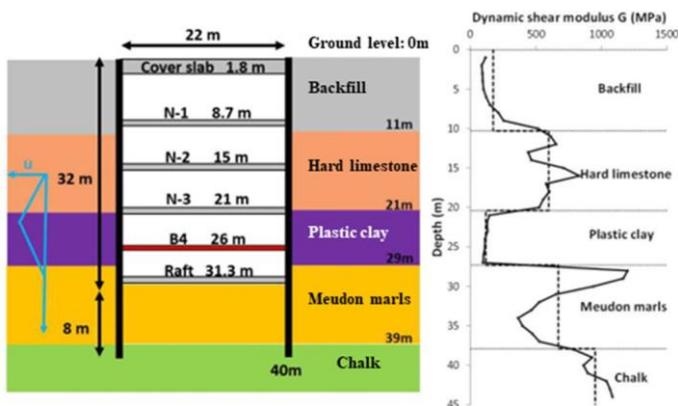


Figure 3 – Cross-section with geotechnical profile for the Fort d'Issy-Vanves-Clamart station (Nejjar et al, 2022)

It should be noted that it is current practice in France to use simplified subgrade reaction method (SRM) to model retaining walls of various sizes (from simple to very complex projects). The method is very well established in the country since the 80's and finds great respect between practitioners because of its simplicity and robustness. The local experience, and several comparisons between measurement and modelling, have historically enabled do establish reliable correlations between Ménard pressuremeter modulus and the horizontal subgrade reaction modulus. For simple cases, the method yields more reliable results than what can be achieved using 2D or 3D finite element models, for the simple reason that it is much easier to parameterize (direct correlation with Ménard modulus), and less complex to carry out (no interface laws nor advanced constitutive modelling). This is not true for more complex cases, like very deep excavations with several strut levels, where the SRM method is unable to model the stress redistribution within the ground. The quoted work of Nejjar et al (2022) confirms this statement.

The back analysis was conducted using both 2D and 3D finite element models (FEM), which were then compared with a simplified subgrade reaction method (SRM), frequently employed by designers. The goal of this comparison was to understand the real differences in accuracy and have a better appreciation of the domain of applicability of each one. Figure 4 presents the three levels of modelling complexity adopted.

Figure 5 presents a comparison between calculated and measured earth pressures using earth pressure cells installed in the diaphragm wall panels. As quoted by the authors, At the initial state, earth pressure at rest, based on K_0 , is consistent across numerical models. However, in the hard limestone, measured pressures at cells C1 and C2 are lower than expected, likely due to wall installation effects causing in-situ stress unloading. In the Meudon marls,

cell C4 measurements align with expectations due to high confinement at depth, minimizing unloading effects. Conversely, in the plastic clay, measured pressures at cell C3 are close to active earth pressure, suggesting disturbed conditions at the trench face.

At the final stage, FEM-2D and FEM-3D models accurately predict earth pressures at C1 and C2 in the hard limestone, while SRM underestimates stresses, likely due to its inability to model arching effects. In the Meudon marls, cell C4 shows higher measured pressures than predicted, possibly due to a shallower-than-modeled interface between the Meudon marls and the chalk. For the plastic clay, cell C3 measurements remain lower than predicted by all models, with pressures limited to active earth pressure levels. Given the initially low measurements at this cell, a further reduction in pressure was anticipated.

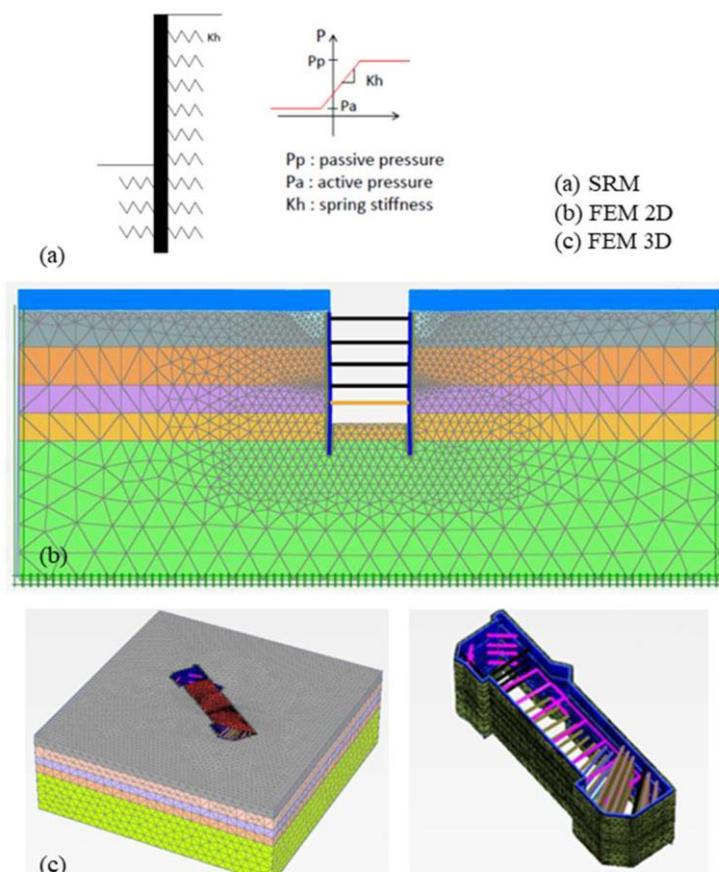


Figure 4 – Three modelling approaches used for the Fort d'Issy-Vanves-Clamart station. (a) Subgrade Reaction Method (SRM); (b) 2D Finite Element Method; (c) 3D FEM

Figure 6 shows a comparison between wall displacements and bending moments assessed with the different methods as well as measurements using fiber optics. All prediction methods are satisfactory in this point of view.

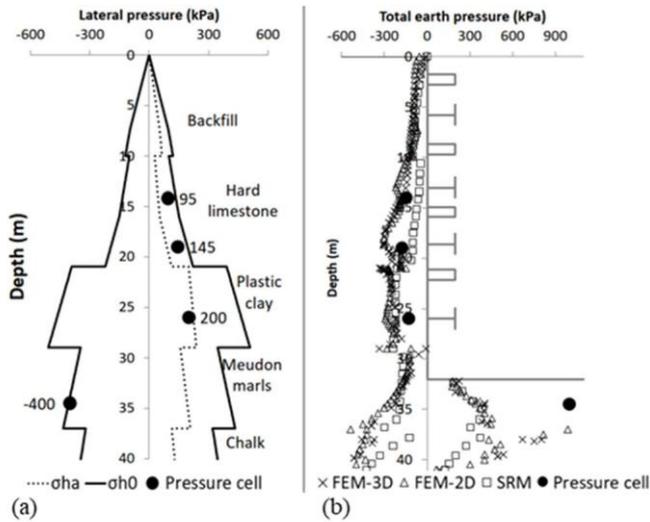


Figure 5 – Comparison between calculated and measured earth pressures. (a) initial measured earth pressure, (b) final earth pressure profile

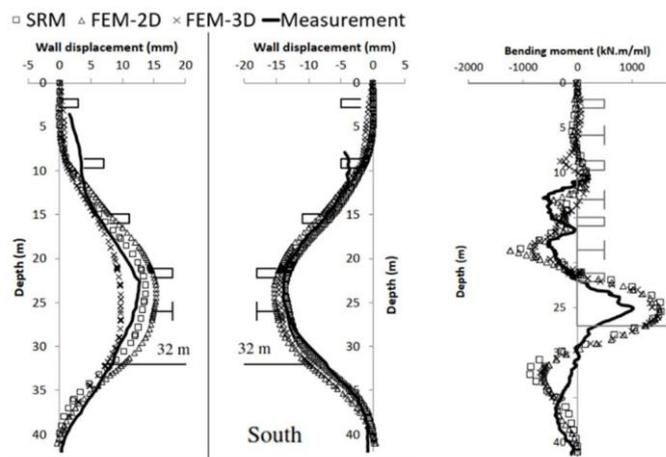


Figure 6 – Comparison between displacements and bending moments measured and predicted using SRM, 2D and 3D FEM

Figure 7 presents the settlement though obtained behind the retaining with the numerical models and compares it to a measurement point on the ground. Few measurement points were available on the surface due to the high density of buildings on the area. The few measurements points available show that predictions using 3D FEM tend to underestimate the ground settlement. Nejjar (2019) states that one of the possible reasons is that the presence of buildings with different types of foundations (sometimes unknown) was not taken into account. More recent research (El Arja, 2020) has shown that the settlement though behind the walls can be governed by ground contractive volumetric deformations in the ground, which require a constitutive model accounting for a hardening law and a flow rule to be captured.

One of the key lessons learned is that this study confirms that the simplified soil-structure interaction captured by SRM can provide results as accurate as advanced FEM modelling regarding the wall

displacements. This is possible due to a relevant choice of the deformation modulus suitable for the targeted strain range.

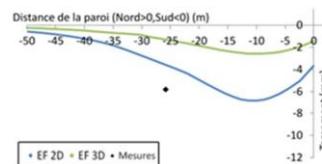
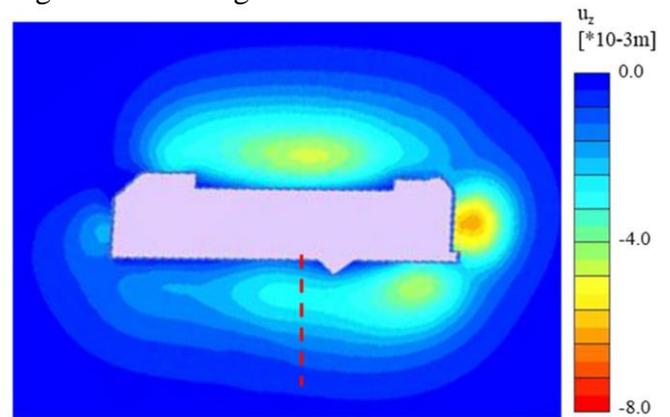


Figure 7 – Modelled settlement through and comparison between 2D, 3D FEM and measurements (Nejjar, 2019)

However, SRM is not able to capture all significant components of strutted retaining walls for very deep excavations. SRM relies on independent horizontal springs and neglects arching effects that can develop in the ground. Thus, SRM can underestimate the props loads, up to -40 % in the present study, especially for deep excavation phases in contrasted layered soils (limestones and clays, for example).

The use of strain gauges in the struts enabled to confirm the temperature variations have an important effect on the prop load. All methods of evaluation of the prop-wall stiffness (using SRM, 2D or 3D FEM) were efficient, except for props positioned at wall panels located at angular spots, for which 3D model is most appropriate.

Another key takeaway from the present back-analysis is that it confirms that the behavior of highly overconsolidated clays such as the Parisian Plastic Clay shall be modelled in drained conditions: the timescale for the excess pore pressure dissipation is small compared to the works timescale, which is mainly due to the type of loading (shearing). This is a recurrent question for which designers are challenged: for highly overconsolidated clays, undrained cohesion can be important, leading to low horizontal pressures on the walls, and thus economical design. Swapping from hundreds kPa of undrained cohesion to only a few kPa of drained cohesion has an important impact on design and is generally a source of discussions that can put the designer under pressure.

Another important lesson learned regards the fact the matching only the displacement criteria on a back analysis is not sufficient to ensure that other outcomes are also matched, such as earth pressures, prop loads or settlement though. For very deep propped excavations, the limitations of SRM shall be taken into account regarding ground arching effect, having an important impact on prop. The limitations of usual constitutive models regarding the prediction of the settlement though shall be recognized.

4 CASE 2: TRADITIONAL TUNNELING FOR A DEEP UNDERGROUND STATION

The paper by Cahn et al. (2024) discusses the construction of France's deepest metro station, Saint-Maur-Créteil (deepest point at 56 meters depth), with caverns executed using traditional tunneling methods under strict displacement constraints due to its proximity to an existing station at the ground level.

Saint-Maur-Créteil Station is part of Line 15 South of the Grand Paris Express, located southeast of Paris. Construction began in 2017, with completion expected by the end of 2025. The project includes a central shaft (56 m long, 36.8 m wide, and 58 m deep) supported by 1.8 m thick diaphragm walls, and two caverns (13.6 m high, 21.3 m wide, 30 m long) excavated using conventional methods under 43 m of ground cover. The southern section lies beneath the operational RER-A station, necessitating strict settlement control. Settlement criteria of less than 10mm were imposed. Strict monitoring was established to follow up the construction works. Figure 8 presents the configuration of the station.

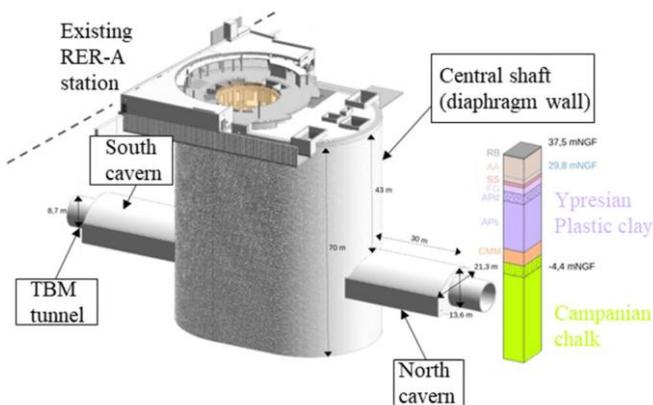


Figure 8 – Presentation of Saint-Maur-Créteil Station (Cahn et al, 2024)

A complex staged construction method was adopted to ensure safety and compliance with the displacement criteria. The summary of the execution stages is presented below and represented in Figure 9:

- Initial Work:

- TBM passed through the unexcavated shaft (Earth Pressure Balance TBM, with a -7.2 NGF key level and an 8.7 m internal diameter. The lining consists of 40 cm segments.).
- Ground treatment: a 5 m thick injection ring was created around the caverns from the segment lining via boreholes with Blowout Preventers.
- Tunnel backfilled with low-dose self-compacting Regimix® grout.
- Abutment Excavation:
 - Upper half-sections excavated in parallel with heavy steel arches and a shotcrete shell (1).
 - Lower half-sections excavated similarly (2), followed by concrete filling in two stages: lower and then upper half-sections.
- Main Section Excavation:
 - Upper Half-Section: Excavated with HEB 300 beams installed every meter (3). Beams installed in three steps, with excavation in two phases: center (3a) and lateral sections (3b).
 - Vault Formation: Initially planned in 5 m plots, later optimized to 20 m using settlement monitoring (4).
 - Lower Half-Section: Excavated and invert installed in a single step along the entire length (5, 6).

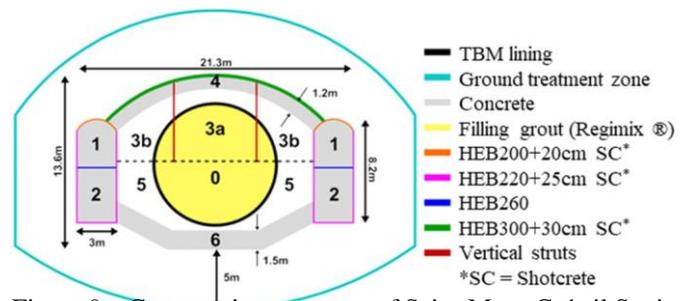


Figure 9 – Construction sequence of Saint-Maur-Créteil Station (from Cahn et al, 2024)

The geotechnical conditions are those typical of the south of Paris, including backfill overlying 10 m of rough alluvium, 3.5 m of fine sand, and 20 m of Ypresian Plastic Clay, which is overconsolidated, prone to swelling, and mechanically weak. This challenging layer governed the choice of the station's depth. Below the clay lies 5 m of marly limestone and Campanian chalk, a soft rock ($\sigma_{ci} = 3-6$ MPa, $GSI = 50-65$) with low permeability ($k = 1 \times 10^{-7}$ m/s). Excavations for the TBM and caverns are entirely within the chalk. Two groundwater tables are present: one in the alluvium above the clay and another in the chalk, with a pore water pressure of 485 kPa at the cavern invert, which governs the cavern design.

Table 2 – Design ground properties for St-Maur-Créteil Station
(Cahn *et al.*, 2024)

Gr. (*)	Ivl. mNGF	γ_h kN/m ³	E_{50} MPa	E_{ur} MPa	c' kPa	ϕ' °	K_0 -	$K_h=K_v$ m/s
RB	37.5	18	28	84	5	30	0.5	$3 \cdot 10^{-5}$
AA	37.1	20	264	792	0	35	0.5	$1.5 \cdot 10^{-3}$
SS	28.0	20	80	280	0	35	0.5	$2 \cdot 10^{-4}$
FG	27.0	18	39	98	10	15	0.7	$3 \cdot 10^{-4}$
APd	24.5	19	66	132	10 ¹	20	0.8	$1 \cdot 10^{-9}$
APs	21.2	20	80	160	30 ²	15	0.8	$1 \cdot 10^{-9}$
CMM	4.4	21	117	305	15	30	0.5	$4.5 \cdot 10^{-5}$
CBt	-0.4	21	768	1536	75	33	1	$1 \cdot 10^{-5}$
CBc	-4.4	20	1168	4555	150	33	1	$1 \cdot 10^{-7}$

* Ground formations: Backfills (RB); Old Alluvial Deposits (AA); Upper Sands (SS); False Clays (FG); Relaxed Plastic Clays (APd); Plastic Clays (APs); Montian Marly Limestone (CMM); Transition White Chalk (CBt); Unweathered White Chalk (CBc); (1) – $C_u = 90$ kPa; (2) – $C_u = 150$ kPa

Main design and construction challenges were:

- Ensure compliance with displacement constraints, mainly at the RER-A station nearby;
- Ensure stability due to high groundwater pressures.

Regarding the settlement compliance criteria, the designer's choice was to perform multiple analyses, from 2D to 3D. While a full 3D model, taking into account all construction stages, which is time-consuming, was being set up, more simplified approaches were carried out to enable iterations and methodology definitions with stakeholders:

- 2D plane strain FEM Using the Attewell Formulas: Attewell (1982) introduced a method for evaluating the finite settlement trough, assuming that the underground volume loss is localized. This approach models an incremental volume loss, centered on the tunnel axis, for each excavation step. This enables a first evaluation of the 3D ground response due to the cavern excavation;
- 3D modelling using the “one step” technique: this technique involves summing a finite series of incremental longitudinal settlement troughs corresponding to each excavation step, effectively converting temporal integration into discrete spatial integration.
- Complete 3D model, considering all construction stages and full soil-structure interaction. Two models were built: (a) considering the presence of the existing station at the ground level, and (b) a model representative of the cavern far from the existing station.

Stability due to high groundwater pressure was managed through the installation of pressure relief drains below the cavern invert. This paper will not focus on this aspect.

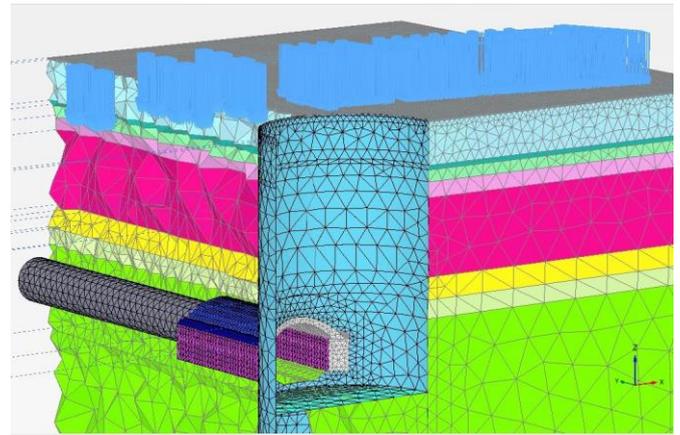


Figure 10 – Full 3D model of the St-Maur-Créteil Station
(Cahn *et al.*, 2024)

Figure 11 presents a comparison between settlements assessed with the three methodologies and measured on site. Comparison is presented (a) as a function of the longitudinal distance of the shaft and (b) in the transverse direction, 20m far from the shaft wall.

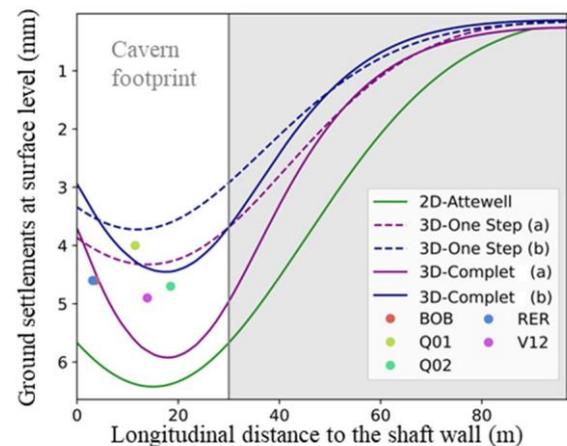


Figure 11 – Comparison between settlements assessed with the three methodologies and measured on site (Cahn *et al.*, 2024)

All models capture the general magnitude of the measured settlements. However, 3D one-step models tend to slightly underestimate them, likely due to influences such as diaphragm walls, RER structures, and the excavation sequence. Conversely, the Attewell method tends to overestimate settlements, likely stemming from assumptions about deconfinement rates and constant-volume strain variations.

A key takeaway of this case study is that simple 2D finite element analyses can yield settlement predictions comparable to more sophisticated 3D models, sufficient for preliminary or even advanced design stages. The difference between the models can be explained by soil-structure interaction features, such as ground interacting with the retaining wall, or ground interacting with superstructures, which cannot be captured through the simple models.

Another important takeaway of this case regards the capability to mitigate surface settlements through ground treatment and complex construction staging. The order of magnitudes is:

- cavern dimensions: 21m x 13m x 30m,
- depth: 43 to 56m depth
- ground conditions: soft rock (chalk)
- magnitude of surface settlements: 5mm

5 CASE 3: USE OF MACHINE LEARNING FOR THE PREDICTION OF SETTLEMENTS

The present case study relates to the works of Richa (2023) related to the use of Machine Learning algorithms to predict ground induced settlements from Earth Pressure Balanced Tunnel Boring Machines (EPB TBM).

Unlike previously presented cases, this one use data gathered during construction to predict settlements, without the use of usual numerical analysis tools, that can be as complex as Finite Elements, or analytical analysis as Peck's (1969) method.

Machine Learning techniques as proposed by the author use the data gathered by the TBM sensors, its position, soil geotechnical parameters, and actual settlement measurements to predict ground settlement ahead of the tunnel face. Data gathered include: TBM position (cover depth), advance rate, cutting wheel torque, front pressure, thrust force, grout pressure, grout volume.

The algorithms cross correlate this information with the expected ground profile, and the settlement measurement at the surface, at various distances from the tunnel face. The soil profile includes an estimate of the stratigraphy, shear strength (c' , ϕ'), excavated ground density, deformability (in French practice this is done through Ménard modulus E_M and Ménard coefficient α) and earth pressure coefficient K_0 . As the number of variables is significant, homogenization techniques, such as presented in Figure 12 (Richa et al., 2023) are used to reduce the dimensions of the problem from the usual design parameters to simplified homogenous cross-sections.

Algorithm training involves using data collected from areas where the settlements are already stabilized to establish the implicit correlation parameters between settlement, ground conditions and TBM operation. Richa et al (2024) conclude that Random Forest and XGBoost are well suitable ML algorithms.

In the quoted work, Peck (1969) settlement trough is calibrated, as well as the cumulative Gaussian curve for longitudinal settlement (Figure 13). These curves

combined enable the extrapolation of settlements measured at any distance from the tunnel face to estimate the maximum settlement after TBM crossing.

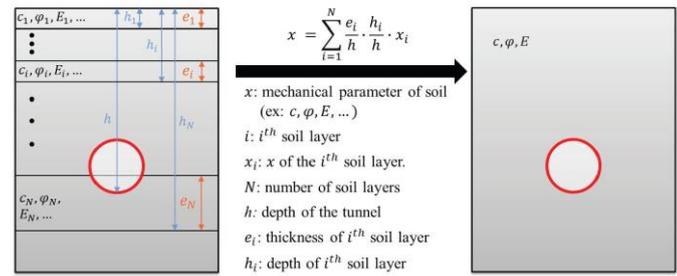


Figure 12 – Example of homogenization techniques to simplify ground model for the use of ML techniques (Richa et al, 2023)

The accuracy of the predictions can be checked within the data gathered, by splitting the dataset into two sets: training and testing. Once the training is complete, the model can be used to predict, in real time, settlements ahead of the TBM face.

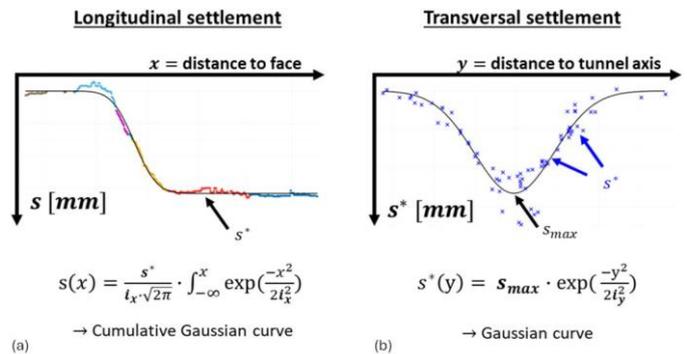


Figure 13 – Calibration of Gaussian curves based on surface measurements for application in ML (Richa et al, 2023)

In a simplified way, the procedure is the following:

- Geotechnical ground profile along the line is digitized meter by meter. Cross-sections are obtained every meter including information about stratigraphy, ground properties, tunnel cover depth.
- A relational database is established to enable storing all the required data: settlement sensors, its position, and the associated settlement measurements; TBM information such as position and sensors measurements, geotechnical information along the line.
- As the TBM operation starts, data is pre-treated and stored, and the algorithm begins to be trained.
- When sufficient data has been collected to ensure the desired level of accuracy (which can be tested within the data already gathered), it is possible to predict settlement ahead of the tunnel face.

It is important to note that data pre-treatment can be very time-consuming and be a major problem for the implementation of the method. Ideally, data should be

available online, and easily accessible through programming commands. Data coming from PDF files, or Excel spreadsheets sent by email can be a source of delays and loss of interest of the method. Also, problematic sensors (in the TBM or settlement measurement) can result in an excessively difficult data treatment and make predictions poor.

Richa (2022) used data gathered in about 13km of excavation of metro lines 14 (South) and 15 (SouthWest) of Grand Paris Express metro confirming the viability of the method. Figure 14 presents the location of the settlement sensors used and Figure 15 presents an illustrative view of the digitized ground profile of line 15SW. The two lines were excavated using EPB TBM of 10m diameter at a range of depths varying between 10m and 55m to the top of the tunnel.

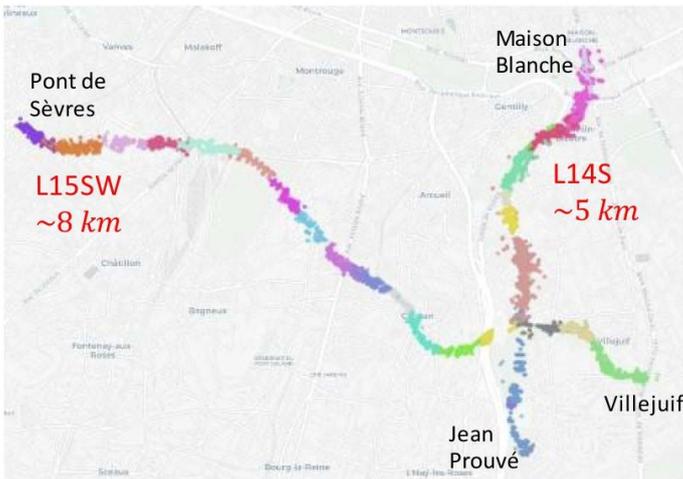


Figure 14 – View of the settlement sensors used in the analysis of the lines 14S and 15SW using ML (Richa et al, 2023)

Richa et al (2024) tested the capabilities of the algorithm by using a small part of the database available to train the algorithm (30%, 777 settlement observations), and the rest (70%, 1813 observations) to test its performance (Figure 16). After optimization of the obtained model, the authors conclude that, for the collected data, the accuracy of predictions was of 1mm, with the ability to predict settlements up to 150m ahead of the TBM face. In this study, and in consideration of the available data, it was concluded that 700m of excavations were required to reach this level of accuracy.

It should be noted that this performance is conditioned to the capacity of the ML algorithm to correlate parameters that have already been measured to those yet to be measured. In this context, the presence of unexpected ground conditions, or sudden changes in the manner the TBM is operated, will result in loss of accuracy or error in predictions. The algorithm, as presented, needs time (data) to be trained and learn

about the new excavation conditions. Thus, it cannot be used to prevent unexpected situations, which remains the main role of the engineers following the works. It can, however, be programmed to issue alerts whether there is a sudden change in expected behavior, for a given criterion (high increase in measured settlements, change in operational TBM parameters, etc).

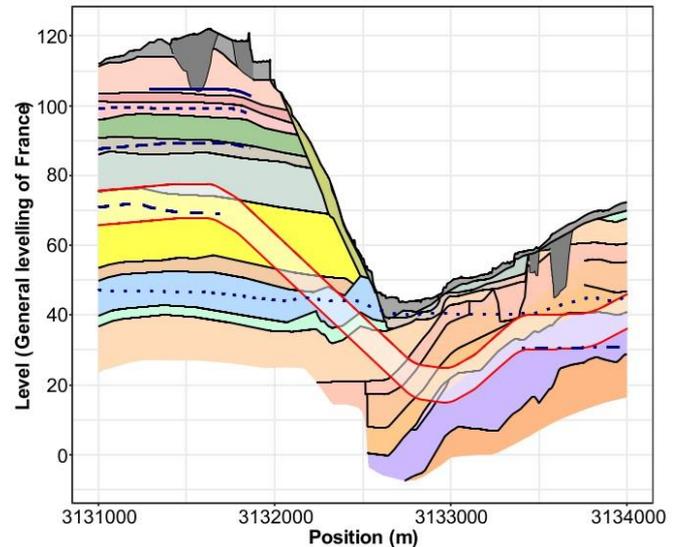


Figure 15 – Longitudinal profile of the excavation of metro line 15SW (Richa et al, 2023)

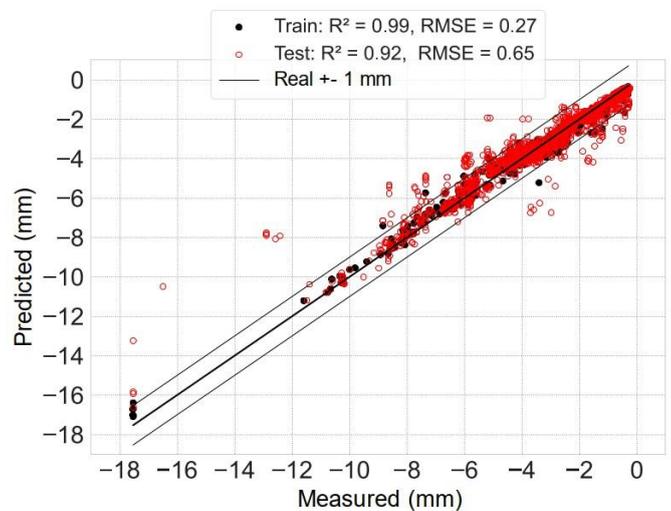


Figure 16 – Comparison between measurements and predictions of settlements using Random Forest algorithm trained with 30% of the database (Richa et al, 2023)

The main interest of the method is to provide an additional tool for the follow-up of the excavation works, in support of the engineering team in charge of following the instrumentation.

A key takeaway from this case is the promising capability to use data collected during excavation to give feedback and automatically predict the behavior of upcoming excavations. The order of magnitudes is:

- accuracy of 1mm,

- predictions up to 150m ahead of the TBM face,
- 700m of past excavations are required to train the model.

6 CONCLUSIONS

This paper presented some lessons learned from deep excavation and tunnelling projects in the Parisian region. Due to the presence of some analogous elements between the Parisian sedimentary basin, and sedimentary ground in the Sao Paulo basin, especially regarding the presence of overconsolidated clays, it is considered that the references presented in this paper can be useful for designers working in underground projects in Sao Paulo.

Some important trends are revealed by the analysis of the three recent papers quoted:

In dense urban areas, design is frequently governed by displacement criteria. This requires the use of advanced modelling techniques, which are rising in complexity, but also getting more accessible. The use of 3D FEM in current design was unimaginable 15 years ago but is now a common practice. The use of traditional modelling techniques (SRM, analytical solutions) remains pertinent and yield consistent results provided input parameters are chosen in accordance.

In the cases presented, the magnitude of settlement observed ranges between 5mm to 10mm. These values are very low. They are, at the same time, (1) a design criterion, (2) a performance indicator, for which the contractors must comply, and (3) are certainly associated with safety alert triggers. This requirement, established by owners and clients aiming at minimizing risks of disturbance of neighboring structures during construction, pushes the designers and the modelling techniques to high levels of complexity.

Where there is a requirement for settlement (or more generally, displacement) compliance, there is also a requirement for instrumentation and monitoring. Various types of instruments (inclinometers, fiber optics, strain gages, pressure cells) can be used to confirm the design assumptions, but also to optimize it, if it is used in early stages of works development.

In complement, the requirement of high-quality ground investigation comprising tests that enable to characterize the deformability moduli of ground at different strain ranges is fundamental to feed the numerical models. These tests comprise geophysics, as well as other *in situ* and laboratory mechanical tests. In French practice, pressuremeter testing has

great acceptance between practitioners in the field, and recent developments are promising.

With the increasing availability of digital and connected instruments, for which data can be made available in real time through the web, we believe that the use of powerful machine learning methods to deal with the big amount of data generated will rise in popularity. They can be used simply to assess the current state of the works, but also to yield predictions on its future behavior. This requires the establishment of well-structured databases that can be easily treated by algorithms. Geotechnical engineers will need to establish standards and protocols for data sharing for each type of groundwork.

7 REFERENCES

Cahn, M., Simon, N., Nguyen, N. H., Burlon, S., Talut, E., & Subervie, J. (2024). Benefits of finite element method analysis to the design of the Saint Maur Créteil caverns metro station. In *Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society* (pp. 2138–2143). CRC Press.

El Arja, H. (2020). *Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes* (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).

Lopes dos Santos, A. L., Nader, T., & Habert, J. (2024). *Interpretation of pressuremeter tests in clays with non-linear elastic behaviour: Interprétation des essais pressiométriques dans les argiles tenant compte du comportement élastique non-linéaire*. In *Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society* (pp. 622-627). CRC Press.

Nejjar, K., Dias, D., Cui, F., Chapron, G., & Le Bissonnais, H. (2022). Numerical modelling of a 32 m deep excavation in the suburbs of Paris. *Engineering Structures*, 268, 114727. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114727>

Richa, T., Lebdaoui, S., Pereira, J.-M., Chapron, G., & Guayacán-Carrillo, L.-M. (2023). A comparative study of ensemble methods for prediction of surface settlement induced by TBM tunneling. In *Geo-Risk 2023* (pp. 211–219). <https://doi.org/10.1061/9780784484975.023>

Richa, T., Pereira, J.-M., Guayacán-Carrillo, L.-M., Chapron, G., & Lanquette, F. (2024). Accuracy of machine learning techniques in forecasting tunnelling-induced soil settlements with limited data. In *Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society* (pp. 1915–1919). CRC Press.

Túnel NATM de acessibilidade sob o histórico Museu do Ipiranga

A. C.E.M. Maffei

Phd, Professor Titular na Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

B. H.H.S. Gonçalves

Phd, Professora Associada na Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

C. F.D. Hofacker

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

D. B.M.G. Scodeler

M.Sc. Estruturas - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

E. D.B. Prates

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

F. A.C. Furtado Jr.

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

G. P.W.G.N. Teixeira

Professor Doutor na Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

RESUMO: O Museu do Ipiranga passou por um processo de restauração, modernização e ampliação no período de 2019 a 2022. Nesse contexto, foi dada atenção especial à acessibilidade universal, fazendo-se necessária a implantação de uma passagem subterrânea interligando o saguão de entrada do museu a um elevador integrado ao edifício. Destarte, foi proposto um túnel NATM com 3,50 m de diâmetro interno e 11 m de extensão. Face à extrema baixa cobertura do túnel, à colapsividade do maciço e aos carregamentos assimétricos do edifício, foram previstos diversos tratamentos de forma a assegurar a estabilidade das escavações, aliados a uma metodologia construtiva especial, que previa um controle de qualidade rigoroso do concreto projetado, avanços reduzidos e um monitoramento pari-passu da instrumentação. Ademais, o dimensionamento do túnel levou em conta o efeito tridimensional, os carregamentos assimétricos e os passos de avanço. O túnel se encontra em operação, cumprindo a sua função de acessibilidade.

Palavras-chave: Túnel NATM; construções históricas; túnel de baixa cobertura; interação solo-estrutura.

1 INTRODUÇÃO

O edifício do Museu Paulista da USP (conhecido como Museu do Ipiranga), construído entre 1885 e 1890, passou por um processo de restauração, modernização e ampliação no período de 2019 a 2022, abrindo novamente suas portas para a comemoração do Bicentenário da Independência do Brasil.

As obras contavam com a adoção de subsolos sob a esplanada. Neste contexto, com o intuito de interligar as novas alas com as antigas, isto é, com o térreo do edifício monumento, foi prevista a implantação de uma vala interna ao museu - denominada "vala das escadas rolantes" - abrigando duas escadas rolantes de acesso ao saguão principal.

No decorrer do processo de restauro, foi dada atenção especial à acessibilidade universal, permitindo que pessoas com deficiência tivessem acesso a todos os ambientes do museu. Destarte, fez-se necessária a implantação de uma passagem subterrânea interligando o novo saguão de entrada do museu a um elevador completamente integrado ao edifício. A Figura 1 apresenta em planta e corte a implantação da vala das escadas rolantes e da passagem subterrânea de acesso ao elevador.

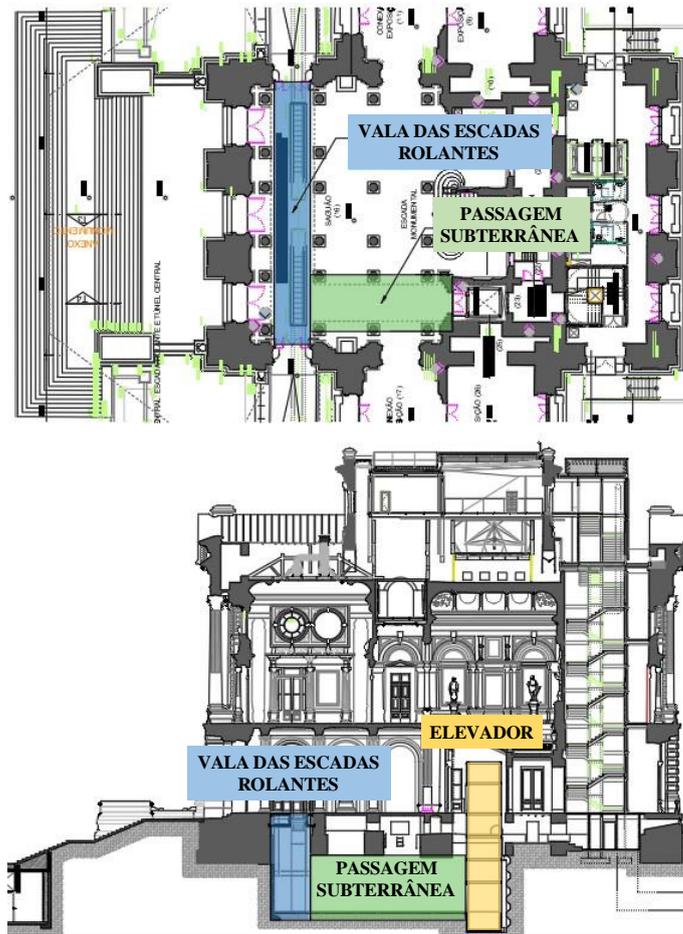


Figura 1 – Planta do nível do térreo e corte transversal do museu na região de interesse.

Inicialmente esse acesso foi pensado como vala, conforme ilustrado na Figura 2. Tal solução estava bem estudada no projeto original, porém apresentava como desvantagem o fato de poder requerer mais intervenções nos elementos de acabamento do edifício, notadamente o revestimento de piso.

Dessa forma, com o andamento da obra, entendeu-se que a execução de um pequeno túnel com 3,50 metros de diâmetro interno e 11,0 metros de extensão seria provavelmente mais adequado.

A solução adotada para o túnel de acesso ao elevador do Museu do Ipiranga foi de Túnel NATM (*New Austrian Tunneling Method*), por ser mais eficiente para o respectivo problema pelos seguintes aspectos:

- Permite o ajuste dos avanços nas regiões mais críticas;
- Prescinde-se de preenchimento do anel para garantir contato com o maciço (como no Liner);
- O revestimento possui maior rigidez, minimizando as deformações no maciço;
- Se os cálculos indicassem a necessidade da utilização de um túnel piloto para garantir a segurança da obra, este poderia ser projetado e facilmente executado.

Face à extrema baixa cobertura do túnel (distância de aproximadamente 1 m entre a geratriz superior e as fundações rasas do edifício), à colapsividade do maciço argiloso e às elevadas cargas das fundações do museu que se distribuíam de forma assimétrica em relação ao eixo do túnel, foi proposta uma estrutura de túnel robusta, a qual será descrita em detalhes neste artigo.

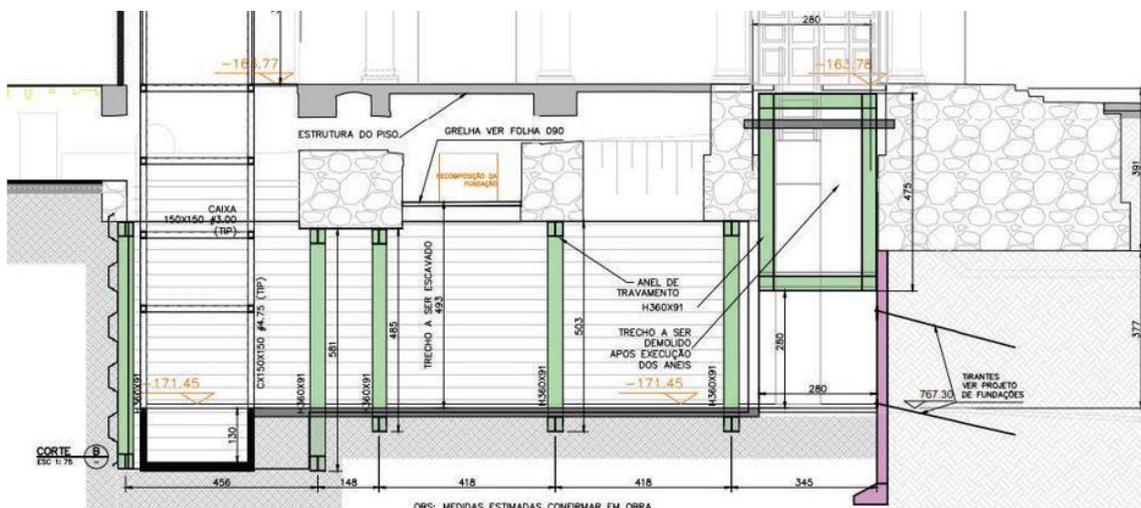


Figura 2 – Solução original em vala para o acesso ao elevador a partir do corredor das escadas rolantes. Fonte – Projeto de arquitetura 190MP_LO_EST_DE001_RA (H+F Arquitetos).



Figura 3 - Túnel NATM do Museu do Ipiranga. Foto por Fernando Dias (F.D. Hofacker).

2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo geral, o método executivo de túneis faz uso do tempo de autossustentação do maciço, longitudinal e transversal, sendo o fenômeno dependente das propriedades geométricas e reológicas do ponto de vista da implantação do revestimento.

Enquanto o revestimento não adquire resistência suficiente, o maciço apresenta um tempo de autossustentação longitudinal graças a um efeito chamado de “*bridge action*”, isto é, uma “ponte” entre o último concreto projetado resistente e a frente exposta, ponte esta que pode ser reforçada pela resistência à flexão das enfilagens, mas que depende fundamentalmente do maciço.

Em casos de rotina, aplica-se o concreto projetado em um avanço e permite-se escavar para implantação do lance seguinte do revestimento, de modo que o maciço, sob seu próprio peso, apresente arqueamento longitudinal, não solicitando o revestimento recém-lançado. À medida que a frente se afasta do revestimento, passa a atuar o arqueamento transversal. Trata-se então do método construtivo normalmente utilizado, não havendo preocupação com a resistência do suporte, graças ao efeito de “ponte”.

No caso do túnel do Museu do Ipiranga, existem duas componentes a serem consideradas, as quais não permitem a utilização do método tradicional, pois:

- O solo em questão é colapsível, e, portanto, sujeito à perda de resistência e rigidez devido

a alteração de tensões e a variações de umidade provocada pela escavação do túnel (questão reológica);

- A cobertura é extremamente baixa (distância de aproximadamente 1 m entre a geratriz superior e as fundações rasas do edifício), dificultando a formação do efeito “ponte” (questão geométrica).

Decorre, então, que inexistente o efeito “ponte”, pois a cobertura não é suficiente para proporcionar o arqueamento longitudinal e não há resistência/rigidez do maciço sobre a escavação. Fosse a cobertura de uma laje de concreto armado, por exemplo, poder-se-ia contar com o efeito “ponte” até que o revestimento adquirisse resistência.

Outro agravante, no caso, consiste na existência de fundações diretas constituídas por pedra argamassada, as quais aplicam tensões da ordem de 3 kgf/cm² (ou 30 tf/m²) nas proximidades do túnel a ser construído. Esta condição torna-se ainda mais impactante porque o carregamento proveniente das fundações é assimétrico, conforme mostra a Figura 4.

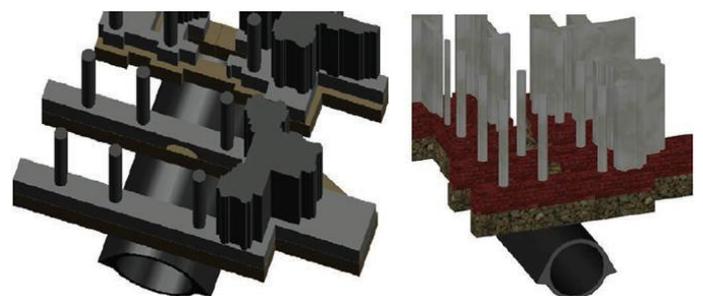


Figura 4 - Desenho tridimensional esquemático da proximidade entre o túnel e as fundações do edifício monumento.

3 PROJETO DO TÚNEL NATM

3.1 Aspectos geométricos

De acordo com Kolymbas (2008), a escolha de uma seção transversal busca atender os requisitos de desempenho do túnel, além de tentar minimizar os momentos fletores no revestimento e os custos associados à escavação e aos revestimentos. No túnel do museu, em razão das condicionantes apresentadas, adotou-se uma seção transversal do tipo circular com o intuito de estimular o trabalho à compressão da estrutura confinada e minimizar o surgimento de momentos fletores não advindos do carregamento assimétrico dos pilares.

O túnel de 11 metros de extensão é composto por um revestimento primário e secundário com 30 cm e 15 cm de espessura, respectivamente. O revestimento primário é consideravelmente mais espesso que o secundário para que se tenha uma estrutura robusta capaz de resistir aos esforços antes do fechamento da seção com o AID, uma vez que o arqueamento das tensões é diretamente prejudicado pela baixa cobertura do túnel. Para isso, fez-se o uso de sapatas laterais nas extremidades da calota, conhecidas no meio técnico por “patas de elefante”, tendo uma base com área de 0,80 m²/m. As sapatas são executadas com o revestimento primário da calota, já o Arco Invertido Definitivo (AID) é executado junto com o revestimento secundário e tem 45 cm de espessura. O diâmetro da escavação é de 4,40 m e o diâmetro interno do revestimento secundário) é de 3,50 m. A área de escavação é de 16,15 m³/m. A Figura 5 à Figura 8 mostram, respectivamente, a seção transversal típica, e detalhes do revestimento da calota, do AID e da fundação direta do túnel.

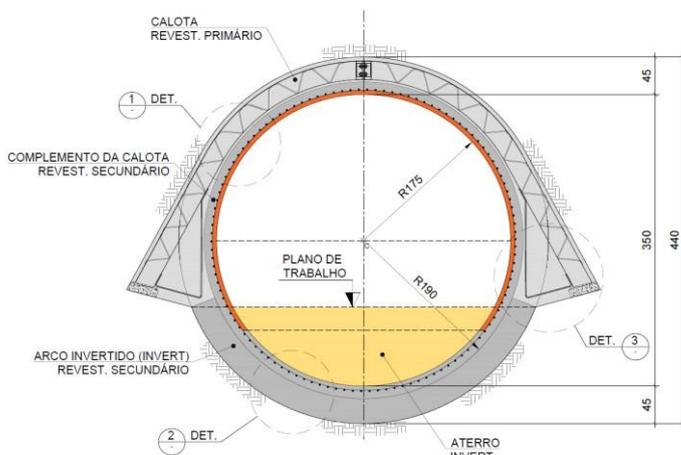


Figura 5 - Seção transversal típica.

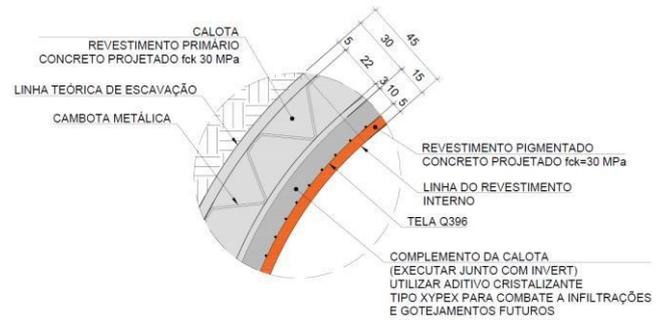


Figura 6 – Detalhe 1 - Suporte e revestimento.

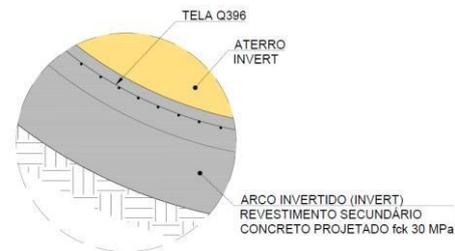


Figura 7 - Detalhe 2 - Arco Invertido Definitivo (AID).

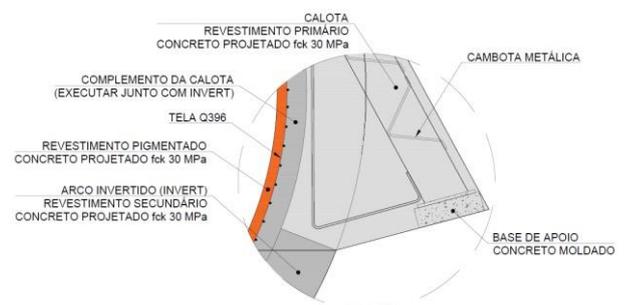


Figura 8 – Detalhe 3 - Fundação direta do revestimento primário.

3.2 Condicionantes geotécnicas

A partir de uma campanha de sondagens realizada em 2017, foi possível estimar o perfil geotécnico do solo na região de implantação do acesso ao elevador a partir das sondagens SP-01 e SP-09, com projeções de 11 m e 14,86 m respectivamente, por serem as sondagens mais próximas da região de análise. O perfil geotécnico considerado no projeto do Túnel NATM é apresentado na Figura 9.

O subsolo da região do Museu Paulista apresenta uma primeira camada de argila siltosa vermelha mole com areia fina e espessura variável, podendo atingir até 6 m de profundidade. Os valores de SPT deste solo são baixos e variaram entre 0 e 5, em diferentes campanhas de sondagens realizadas em 2013, 2017 e 2018. Abaixo desta camada se encontra areia fina argilosa e argila arenosa variegada média com SPT em torno de 5, e sotoposta está a camada de argila siltosa dura variegada com SPT entre 7 e 24. O nível d'água está a aproximadamente 14 m de profundidade, na argila variegada.

Ensaio realizados em amostras indeformadas extraídas nas cotas 771 e 772, mostram que a argila

da primeira camada é areno-siltosa, com 60 a 65% de argila, 22 a 30% de areia e menos de 15% de silte. Esta argila tem LL = 51% e IP = 17% e grau de saturação em torno de 60%. O índice de vazios inicial varia entre 1,63 e 1,86 e o peso específico seco é de aproximadamente 10 kN/m³. Estes dados mostram que este solo é suscetível ao colapso. Ensaio específicos determinaram uma porcentagem de colapso em função da tensão aplicada variando entre 1% e 3%.

Solos colapsíveis requerem cuidados construtivos, para evitar a saturação do solo carregado, já que

apresentam uma rápida e considerável compressão quando sofrem um aumento de umidade, sem variação da tensão total. Nesse tipo de solo, o princípio das tensões efetivas não é válido, pois a redução da capilaridade deveria induzir uma redução da tensão efetiva, e assim o solo deveria expandir, e o que se observa é o oposto. O aumento de umidade diminui a capilaridade (sucção), diminuindo a tensão efetiva (tensão de sucção), provocando o enfraquecimento das ligações entre as partículas e pequenos escorregamentos entre elas, induzindo a uma destruição da estrutura do solo que sofre um colapso.

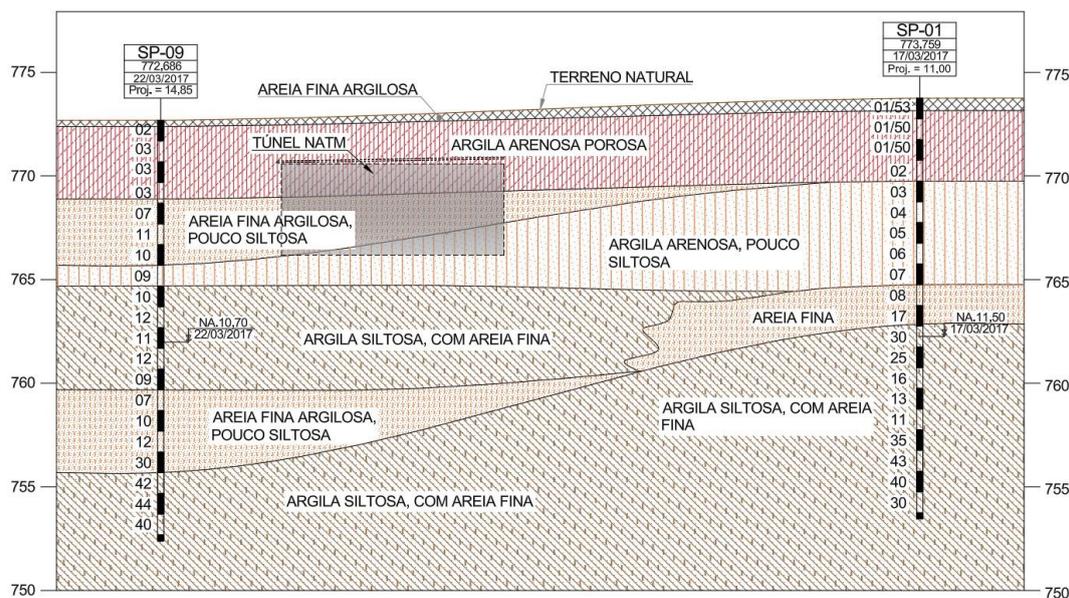


Figura 9 - Perfil geotécnico longitudinal considerado no projeto do Túnel NATM.

3.3 Características do concreto projetado

A estrutura é constituída por concreto projetado do tipo via seca (por solicitações da obra), com uma resistência mínima característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa (de projeto). Usualmente, na prática de projeto e execução de túneis NATM, é recomendada a seguinte especificação para a resistência à compressão do concreto projetado:

- Resistência mínima característica à compressão: $f_{ck} \geq 30$ MPa
 - Até 8 horas: $f_{ck} \cong 1$ MPa/h;
 - Em 12 horas: $f_{ck} \geq 10$ MPa;
 - Em 24 horas: $f_{ck} \geq 15$ MPa;
 - Em 48 horas: $f_{ck} \geq 20$ MPa.

A curva de resistência que descreve esse comportamento pode ser dada aproximadamente em função do tempo de cura e das resistências à compressão do concreto projetado definidas após 1 dia e 28 dias, através da Equação 1 e Equação 2.

$$t \leq 24h \rightarrow f_{cu}(t) = f_{cu}^{1 dia} \left(\frac{t+0,12}{24} \right)^{0,72453} \quad (1)$$

$$t > 24h \rightarrow \begin{cases} f_{cu}(t) = \frac{f_{cu}^{28 dias}}{e^{\left(\frac{\ln k}{27}\right)}} e^{\left(\frac{672 \ln k}{27 t}\right)} \\ k = \frac{f_{cu}^{1 dia}}{f_{cu}^{28 dias}} \end{cases} \quad (2)$$

Dada a complexidade da execução do túnel, fez-se necessária a utilização de um concreto projetado que atingisse a resistência mínima de 5 MPa dentro de 5 horas e 20 MPa dentro de 24 horas. Com base nisso, o consultor de concreto projetado contratado pela obra apresentou três traços distintos, dentre os quais foi escolhido o que mais se aproximava ao comportamento definido em projeto.

Realizou-se um controle tecnológico rigoroso e, a cada avanço, eram moldados corpos de prova por camada de concreto para averiguação do ganho de resistência à compressão do concreto. Os resultados demonstram, no geral, o atendimento ao comportamento previsto em projeto. A Figura 10 apresenta os resultados de resistência à compressão

em função do tempo a partir de corpos de prova moldados durante a execução da Cambota 10.

Com relação ao revestimento secundário, utilizou-se aditivo cristalizante para combater a infiltrações e gotejamentos. Por fim, como todos os elementos de concreto aparente construídos nas obras de ampliação eram pigmentados na cor terracota, por solicitação da arquitetura, utilizou-se concreto projetado pigmentado nos últimos 5 cm do revestimento, como pode ser visto na Figura 11.

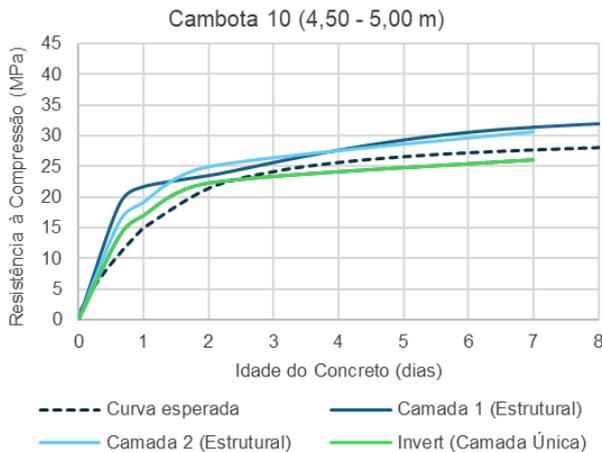


Figura 10 - Ganho de resistência ao longo do tempo do concreto aplicado na Cambota 10.



Figura 11 - Camada final do revestimento secundário com concreto projetado pigmentado.

3.4 Demais elementos de suporte

Além do revestimento em concreto projetado, outros dois elementos de suporte foram utilizados na concepção do túnel: cambotas e telas metálicas.

No túnel do museu, as cambotas metálicas têm tanto função estrutural quanto construtiva. Segundo Murakami (2001), existem três tipos de função estrutural para uma cambota – A, B e C - sendo que dois deles se encaixam no conceito deste projeto.

Com relação ao tipo A, ao ser posicionada junto à frente de escavação, a cambota ajuda a confinar o

maciço recém escavado, juntamente com o concreto projetado ainda com baixa resistência, estabilizando eventuais mecanismos localizados. Neste caso, deve-se garantir uma fundação adequada para equilibrar os esforços verticais. Isso foi feito por meio da adoção de uma sapata com 80 cm de largura apoiada em um maciço tratado com três colunas de CCPh, conforme será visto adiante.

Com relação ao tipo B, enquanto o concreto projetado não adquire resistência suficiente, a cambota pode trabalhar resistindo aos esforços de flexão e cisalhamento devidos às cargas assimétricas dos pilares do edifício.

Quanto à sua função construtiva, a cambota contribui na autossustentação do concreto projetado recém aplicado; na garantia de forma da seção transversal (fator essencial para túneis em solo); e na fixação da tela metálica.

As cambotas metálicas treliçadas foram armadas longitudinalmente com 4 barras de aço CA-50 de Ø16 e são apoiadas em bases de concreto moldado inseridas nas sapatas (vide Figura 12). A adoção de 4 barras de aço busca aumentar a área de aço (8 Ø16 a cada metro de túnel, resultando em 16 cm²/m) atuando junto com a tela metálica na resistência dos esforços transversais, bem como regulariza o alojamento das barras ao longo da seção transversal. O arranjo dessa armação é apresentado na Figura 13. Cabe ressaltar que, usualmente, as cambotas são constituídas por três barras longitudinais.

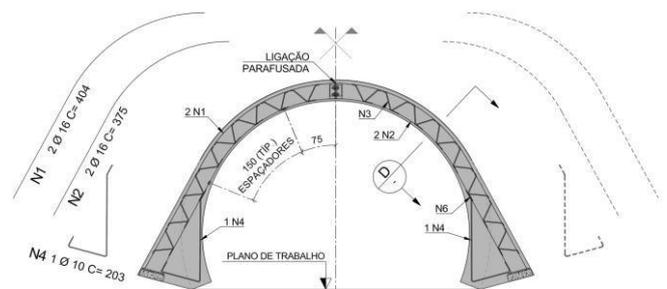


Figura 12 - Cambota metálica treliçada.

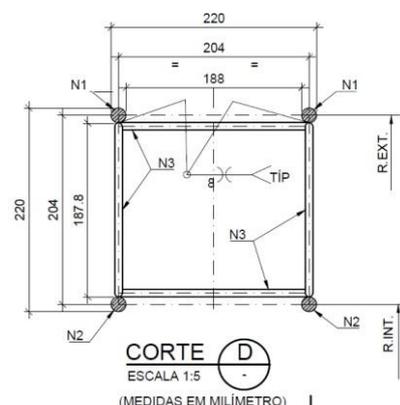


Figura 13 - Corte na cambota, evidenciando as 4 barras longitudinais Ø16 mm.

Por fim, no revestimento secundário (entre a camada de concreto projetado convencional e o pigmentado), foram adotadas telas metálicas do tipo Q396 de aço CA-60, com espaçamento transversal e longitudinal de 10 cm, armação transversal e longitudinal de 3,96 cm²/m e emendas típicas de 2 malhas. Na Figura 14, é possível ver os dois elementos de armação do túnel durante os avanços: a cambota metálica no revestimento primário e a tela metálica no revestimento secundário. Já a Figura 15 mostra o revestimento estrutural finalizado, restando o acabamento com concreto projetado pigmentado.



Figura 14 - Posicionamento da cambota no revestimento primário e da tela metálica no revestimento secundário durante a construção.



Figura 15 - Tela metálica Q396 no revestimento secundário.

3.5 Condicionamento do maciço

O projeto deste túnel prevê três tipos de tratamento: tratamento de teto, tratamento de frente e tratamento das fundações do túnel.

O tratamento de teto é constituído por 33 enfilagens autoperfurantes (perfuração junto com a inserção do revestimento) com tubo schedule SCH80 Ø3" e espaçamento típico de 25 cm (Figura 16), sendo suas extremidades ancoradas na cortina atirantada da vala

das escadas rolantes e na contenção do poço do elevador. Neste túnel, as enfilagens tinham função de reduzir o vão de eventuais deslocamentos de solo durante as escavações. Contudo, por estarem ancoradas nas extremidades, terem um espaçamento reduzido e serem armadas com um tubo schedule espesso, as enfilagens conferem certo confinamento do maciço antes da execução da escavação sem requerer grande capacidade de suporte do maciço à frente da escavação. A Figura 17 apresenta a execução de uma das enfilagens autoperfurantes no espaço restrito delimitado pelas contenções da vala das escadas rolantes.

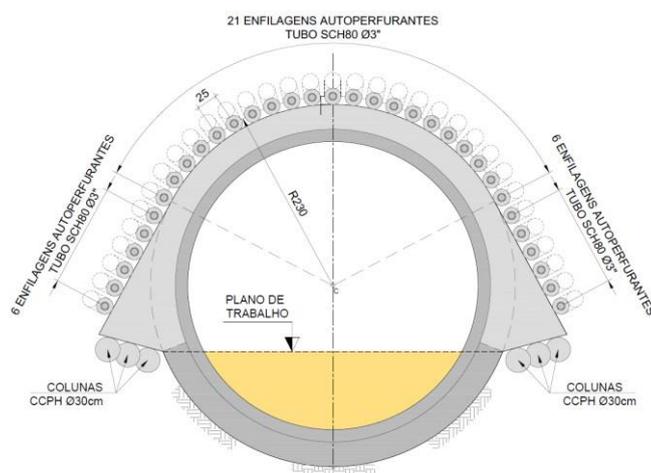


Figura 16 - Tratamento de teto e de fundação.

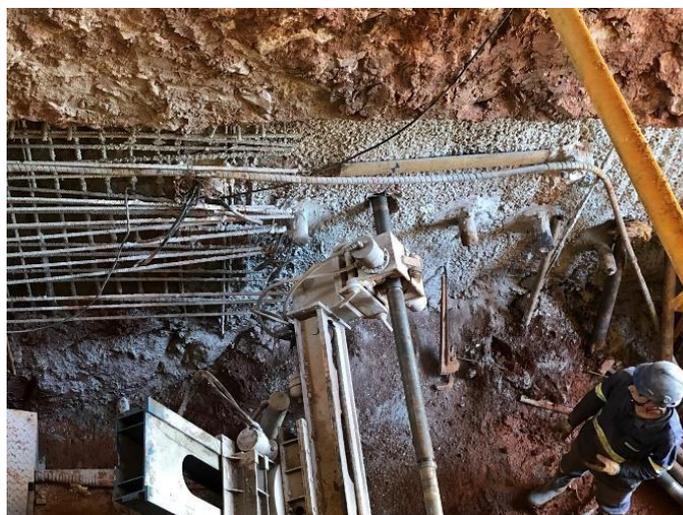


Figura 17 - Execução das enfilagens tubulares autoperfurantes no espaço restrito delimitado pela vala das escadas rolantes.

O tratamento de frente apresentado na Figura 18 é constituído por 10 pregagens de frente de Cement Churning Pile horizontal (CCPh) com diâmetro Ø30 cm e armadas com barras de fibra de vidro. Distribuídas alternadamente em uma malha de 50 x 50 cm, essas pregagens tem como função estabilizar a frente de escavação e diminuir o alívio de tensões durante a escavação, reduzindo os recalques do edifício monumento. As barras de fibra de vidro têm

a função de resistir aos esforços de tração da pregagem.

O tratamento da fundação consiste na execução de três colunas de CCPH Ø30 na base de cada sapata do túnel, de modo a melhorar localmente as características do maciço e elevar a capacidade de carga da fundação direta, o que é essencial antes da execução do AID. Todos os elementos de condicionamento do maciço são representados na Figura 19.

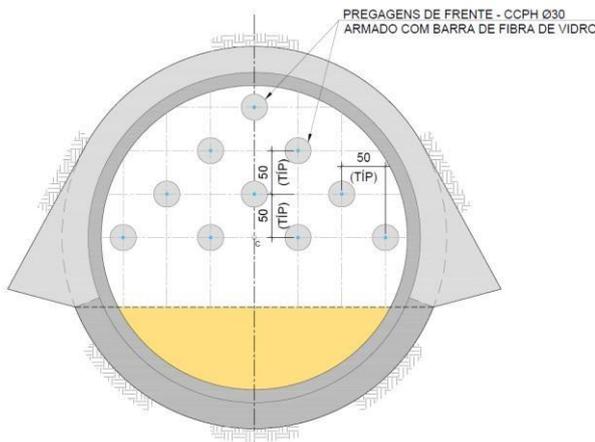


Figura 18 - Tratamento de frente.

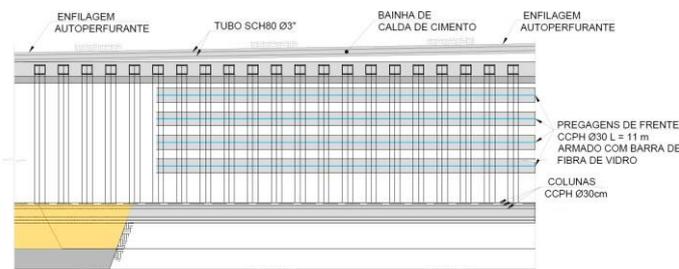


Figura 19 - Corte longitudinal contendo todos os elementos de condicionamento do maciço.

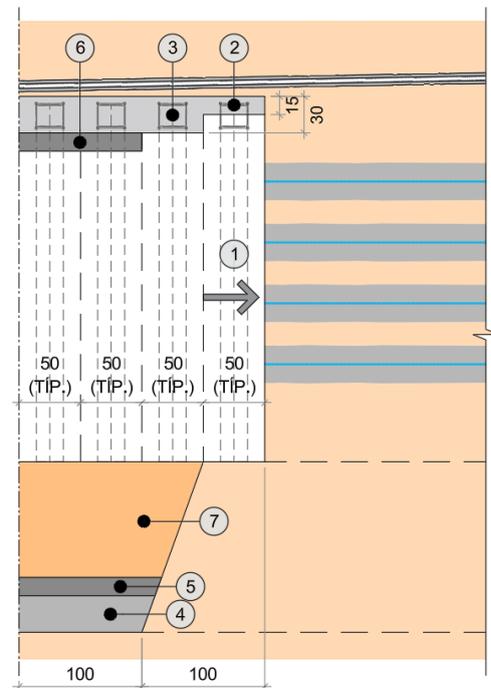
3.6 Método construtivo

O elevado grau de complexidade da estrutura e dos riscos envolvidos exigiram uma série de cuidados executivos. Independente disso, deve-se sempre levar em conta que um túnel é uma estrutura feita aos poucos, isto é, não é como se a estrutura fosse imediatamente inserida no maciço e devesse resistir a todos os esforços potenciais no mesmo instante. Neste caso, contar com a contribuição do maciço no equilíbrio dos esforços durante a construção (uma das principais premissas do método NATM) não era uma opção, tendo em vista a baixa cobertura e a sobrecarga assimétrica elevada. Ainda assim, podia-se tirar proveito do ganho de resistência do concreto projetado, dos tratamentos executados e de avanços controlados que permitissem o acompanhamento pari-passu do comportamento à luz de observações e do resultado das instrumentações.

Tendo isso, optou-se por conceber o túnel em avanços de 50 cm, sendo que, usualmente, utilizam-se avanços mínimos de 80 cm nos túneis em solo convencionais. Além disso, foi definido que do terceiro avanço em diante, um novo avanço só seria permitido quando o último e o penúltimo avanço atingissem uma resistência mínima de 5 MPa e 20 MPa, respectivamente.

Primeiramente, os avanços foram feitos executando apenas a calota e suas fundações. Após os dois primeiros metros de túnel, executou-se 1 metro do AID, em camadas sucessivas de 10 cm, juntamente com o revestimento secundário neste trecho. Nos avanços seguintes, manteve-se uma defasagem máxima de 2 metros entre a frente de escavação e o AID.

A Figura 20 apresenta resumidamente a sequência construtiva empregada na obra do túnel do Museu Paulista.



- 1 ESCAVAÇÃO DE 50 cm NA CALOTA:
 - PENÚLTIMO AVANÇO (30 cm): $f_{ck} \geq 20$ MPa;
 - ÚLTIMO AVANÇO (15 cm): $f_{ck} \geq 5$ MPa.
- 2 PROJETER CAMADA DE 5 cm DE CONCRETO; INSTALAÇÃO DA CAMBOTA METÁLICA; PROJETER CAMADA DE 10 cm DE CONCRETO.
- 3 PROJETER 15 cm DE CONCRETO NO AVANÇO ANTERIOR, COMPLETANDO O REVESTIMENTO PRIMÁRIO.
- 4 ESCAVAÇÃO DE UM LANCE (1 m) DO ARCO INVERTIDO DEFINITIVO ASSIM QUE O CONCRETO PROJETERADO DO ÚLTIMO AVANÇO DA CALOTA APRESENTAR $f_{ck} \geq 5$ MPa. IMEDIATA EXECUÇÃO DO REVESTIMENTO PRIMÁRIO DO AID EM CAMADAS SUCESSIVAS MÁXIMAS DE 10 cm, GARANTINDO UMA LIGAÇÃO LIMPA E NORMAL À CASCA DA CALOTA.
- 5 EXECUTAR O REVESTIMENTO SECUNDÁRIO DO AID, DEIXANDO TRANSPASSE PARA TELA DO REVESTIMENTO SECUNDÁRIO DA CALOTA.
- 6 EXECUTAR O REVESTIMENTO SECUNDÁRIO DA CALOTA EM 1 m.
- 7 ASSIM QUE O CONCRETO PROJETERADO DO AID ADQUIRIR $f_{ck} \geq 5$ MPa, PROCEDER COM O REATERRO PROVISÓRIO COM MATERIAL INERTE.

Figura 20 – Resumo da sequência construtiva.

3.7 Instrumentação

Considerando a existência de uma estrutura antiga logo acima do túnel, com fundações constituídas por material não convencional e estrutura concebida em arcos de alvenaria, fez-se imprescindível um acompanhamento pari-passu das movimentações induzidas pela escavação do túnel.

Para tal, além da análise dos pinos de recalque previamente instalados nos pilares do edifício monumento, foi proposta a instalação de 2 perfilômetros (entre o topo da calota e a base das fundações do museu) e um conjunto de pinos de convergência internos ao túnel.

Os perfilômetros longitudinais permitiram uma análise contínua da bacia de recalques e de possíveis rupturas de frente do maciço, as quais, por sua vez, dependem do tipo de solo. Já as 5 seções com pinos de convergência permitiram identificar possíveis distorções na estrutura (decorrentes do carregamento assimétrico) a partir das medidas de divergência/convergência das três cordas. Os instrumentos empregados nas seções internas de monitoramento são apresentados na Figura 21 e a locação em planta das seções é apresentada na Figura 22.

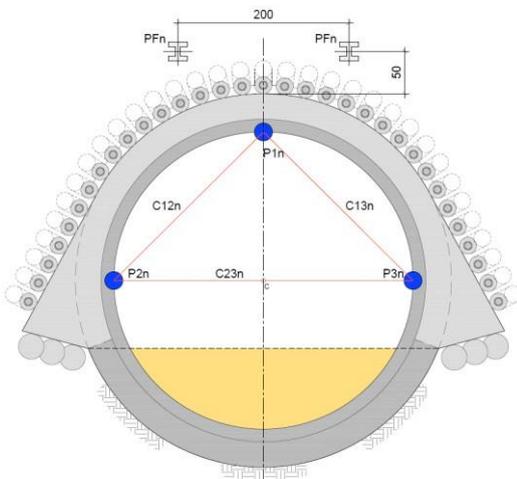


Figura 21 - Instrumentação do túnel – Seção transversal.

4 ACOMPANHAMENTO DA OBRA

As escavações do túnel de acessibilidade do Museu do Ipiranga se iniciaram no dia 22/09/2021 pelo emboque do túnel na cortina atirantada da vala das escadas rolantes, conforme apresenta a Figura 23. O túnel foi concluído no início de novembro/2021, totalizando aproximadamente 1 mês e meio de escavação e execução do revestimento estrutural, vide Figura 24. Esse período foi compatível com as limitações impostas pela sequência executiva, tais como o passo de avanço típico de 50 cm e definições de resistências mínimas para avançar com a escavação.



Figura 22 - Instrumentação do túnel – Planta indicando as 5 seções internas de monitoramento e os 2 perfilômetros.



Figura 23 – Emboque do túnel na cortina atirantada.



Figura 24 – Revestimento estrutural e desemboque no poço do elevador concluídos.

Face à pequena extensão do túnel, fez-se necessário apenas um lance inicial de tratamentos. No decorrer das escavações, constatou-se que uma das enfilagens do tratamento de teto desviou e invadiu a seção. Considerando que o maciço se apresentava suficientemente competente, optou-se por cortar a enfilagem localmente, de modo a manter a armação da cambota íntegra. Quanto ao tratamento de frente, verifica-se a partir da Figura 25 que as colunas de CCPh foram executadas adequadamente, conferindo estabilidade à frente de escavação.



Figura 25 – Colunas de CCPh na frente de escavação.

Os recalques que se desenvolveram na estrutura do edifício monumento foram satisfatórios, exceto pelos resultados do pino P9 situado nas proximidades do desemboque do túnel (lado direito no sentido da escavação). O instrumento acusou um recalque total de 8,4 mm, conforme apresenta a Figura 26-b. No entanto, não foram constatadas novas trincas na estrutura do túnel e do edifício monumento. Ademais, o perfilômetro PF2, situado do lado direito no sentido da escavação, acusou uma concentração de recalques nas proximidades do desemboque (Figura 27-b). No entanto, esse deslocamento foi da ordem de 3 mm, isto é, 64% inferior ao obtido pelo pino de recalque P9. Quanto às convergências/divergências, das 5 seções de monitoramento interno, apenas a seção S3 (meio do túnel) apresentou divergências em todas as cordas, com valor máximo de 6 mm, conforme apresenta a Figura 28-b. As demais seções sofreram leves convergências, o que é favorável à condição de equilíbrio de um túnel submetido a elevadas cargas assimétricas.

Por mais que a instrumentação tenha apresentado, ao longo da obra, resultados adequados e dentro do previsto em projeto, considerando a complexidade do túnel e a sensibilidade da estrutura sobrejacente, manteve-se um passo de avanço de 50 cm até o término das escavações.

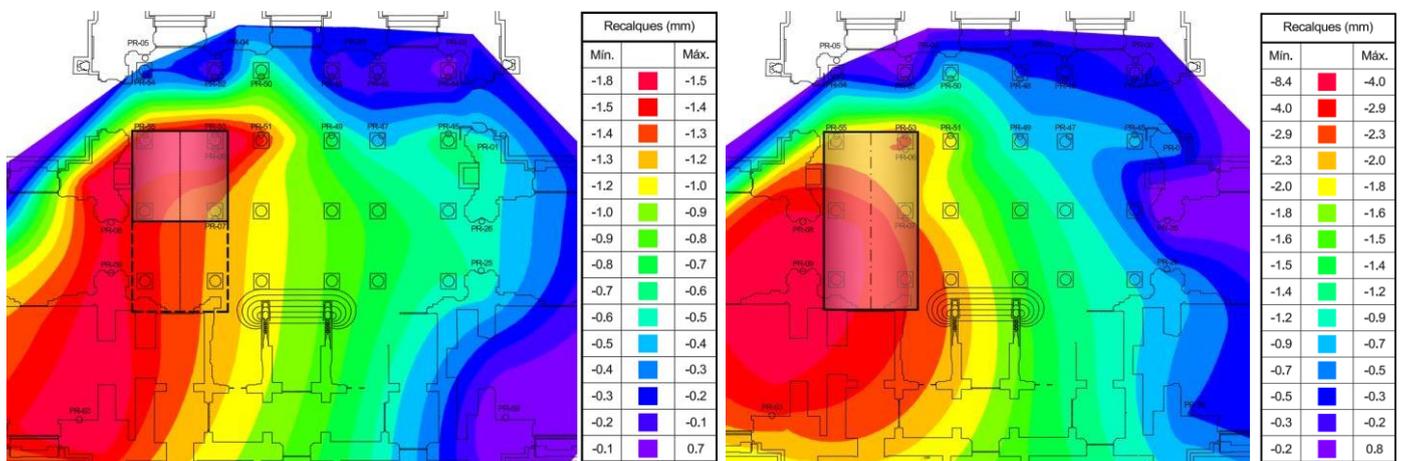


Figura 26 – Bacia de recalques relativos à escavação do túnel em duas fases: a) 50% escavado (esquerda); b) 100% escavado (direita).

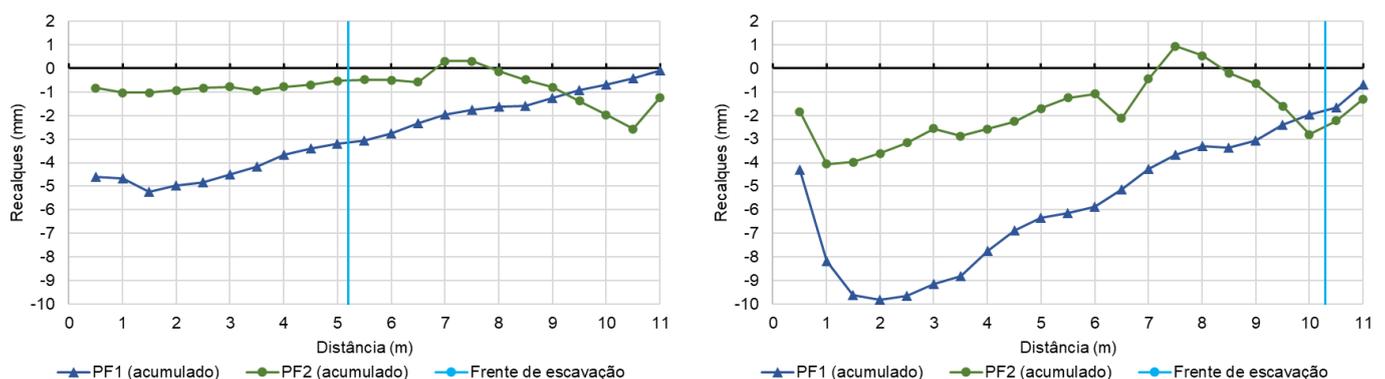


Figura 27 – Deslocamento vertical dos perfilômetros em duas fases de escavação do túnel: a) 50% escavado (esquerda); b) 100% escavado (direita).

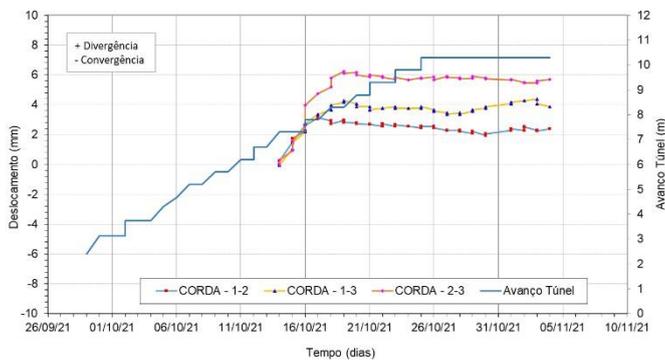
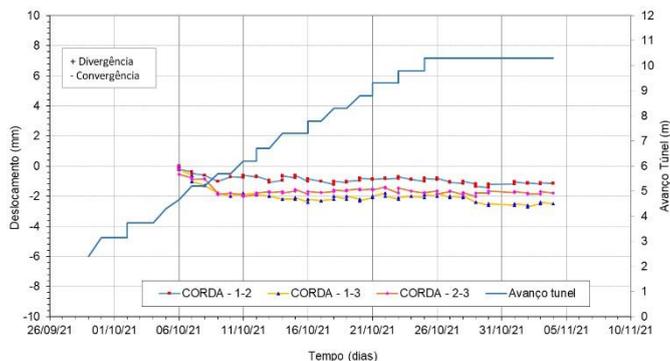


Figura 28 – Convergências/divergências das seções de monitoramento: a) S2 (esquerda); b) S3 (direita).

5 CONCLUSÃO

Evidentemente, o túnel NATM do Museu do Ipiranga se estabelece como um túnel especial projetado e executado sob condições especiais geotécnicas (solo colapsível com baixo NSPT), estruturais (cargas elevadas e assimétricas) e espaciais (muito baixa cobertura e espaço restrito para emboque e desemboque). Face à proximidade do túnel com as fundações diretas de pedra argamassada do museu e às condições de carregamento assimétrico, tornou-se imprescindível considerar no dimensionamento da estrutura a elevada interação maciço estrutura e os efeitos tridimensionais.

A sequência construtiva empregada aliada à concepção estrutural do túnel mostraram-se adequadas, visto que a execução induziu pequenos recalques e distorções no túnel e no edifício monumento. Portanto, conclui-se que a adoção de uma estrutura robusta em túnel NATM e execução

cuidadosa foram essenciais para o sucesso da obra. Ainda, cabe acrescentar que por mais complexas que sejam as condicionantes impostas pelo entorno, qualquer túnel pode ser feito desde que se atendam os princípios da engenharia de estruturas, geologia e geotecnia.

Por último, mas não menos importante, o túnel se encontra em operação, cumprindo plenamente a sua função de acessibilidade.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Apoio à Universidade de São Paulo (FUSP), ao Superintendente do Espaço Físico da Universidade de São Paulo na época, Francisco Ferreira Cardoso, ao coordenador geral do restauro, Frederico Martinelli, e aos engenheiros da obra, Rômulo Ramos da Silva e Andreia Alves da Silva, dentre outros envolvidos.

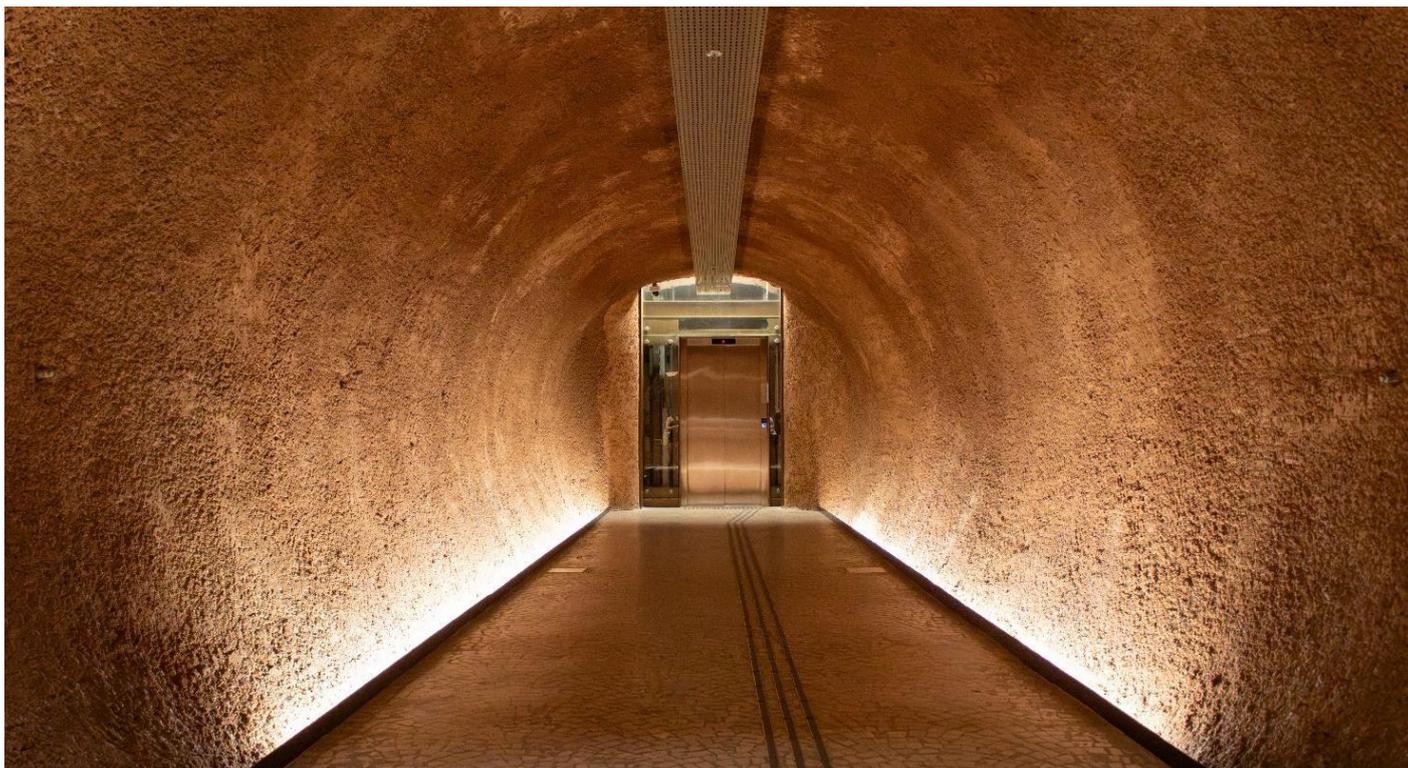


Figura 29 – Túnel NATM do Museu do Ipiranga, com vista para o elevador de acesso ao saguão principal.

7 REFERÊNCIAS

KOLYMBAS, D. 2010. *Tunnelling and tunnel mechanics: A rational approach to tunnelling*. Berlin, Germany. Springer.

MAFFEI, C.E.M.; GONÇALVES, H.H.S. 2021. *Túneis de Baixa Cobertura: Da Teoria à Prática*. 5º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, Comitê Brasileiro de Túneis – CBT, 571-580.

MURAKAMI, Claudio Atsushi. 2001. *Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

Avaliação do desmonte de rocha subterrâneo em áreas urbanas e seus impactos

Prof. Dr. Lineu A. Ayres da Silva & Profa. Dra. Anna Luiza Marques Ayres da Silva
Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil

Msc. Guilherme Gianotti de Andrade
Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil

Eng. Gerônimo Lima Rodrigues
Telar Engenharia e Comércio S.A., São Paulo, Brasil

RESUMO: Tendo em vista os projetos de abertura de escavações subterrâneas no Brasil, tanto por necessidades de transportes de pessoas quanto por vias de metrô, racionalização de vias urbanas e transposições de interferências aquáticas de difícil solução a céu aberto. Como exemplo, ressalta-se a necessidade da abertura de vias subterrâneas em áreas urbanas, ou densamente povoadas, cada vez mais críticas no contexto nacional. Muitos desses túneis necessitam de solução mais complexa quando equipamentos mecânicos de corte não podem ser empregados. Desta forma, a solução envolvida usa como principal meio de escavação o emprego de explosivos. Assim, sempre que o problema, por sua especificidade, ocorre em área urbana ou suas proximidades, não se pode prescindir dos chamados métodos cuidadosos de desmonte. Alguns artigos e poucos livros têm tratado do tema no Brasil, assim, este trabalho visa expor detalhes importantes da utilização destes métodos com base na experiência de profissionais da engenharia envolvidos na abertura de túneis, ou vias de mineração, apresentando casos em que puderam ser observadas boas práticas, infelizmente, algumas ainda de pouco uso no cenário nacional. Partindo-se do princípio que os principais problemas destes desmontes são consequência do uso incorreto dos explosivos, do método utilizados em seu dimensionamento ou da prática equivocada de sua aplicação. Assim, aqui são apresentados alguns métodos que permitem um melhor controle do nível de vibração decorrente da energia desenvolvida na operação. Quando tais medidas não são observadas, resulta-se em um desmonte descontrolado, ou excessivo, com a possibilidade de lançamento de blocos, ou fragmentos, de rocha a distâncias perigosas. A ilustração das afirmações anteriores é feita através do relato e apresentação de dados de alguns casos conduzidos, ou acompanhados, pelos autores na oportunidade de escavação de algumas importantes obras realizadas com pleno êxito.

1 INTRODUÇÃO

Considerando os projetos de escavações subterrâneas no Brasil, tanto para atender às demandas de transporte de pessoas, como no caso de vias de metrô, quanto para solucionar desafios de racionalização do tráfego urbano e transposições de obstáculos aquáticos impraticáveis a céu aberto, destaca-se a crescente importância dos túneis subterrâneos em

áreas urbanas ou densamente povoadas. Essa necessidade, cada vez mais crítica no cenário nacional, frequentemente demanda soluções técnicas complexas, especialmente quando o uso de equipamentos mecânicos de corte é inviável.

Nesses contextos, os explosivos emergem como a principal alternativa para a execução das escavações. Contudo, em áreas urbanas ou em proximidade com elas, é essencial a aplicação de métodos cuidadosos

de desmonte, com o objetivo de minimizar os impactos adversos. O principal desafio associado ao uso de explosivos em zonas urbanas reside nas vibrações geradas, que, embora necessárias para a fragmentação das rochas, podem ocasionar danos estruturais em edificações vizinhas, dependendo da intensidade e frequência das partículas vibrantes. Além disso, existe o risco de sobreescavações indesejadas na rocha matriz. Dessa forma, o controle rigoroso sobre o processo de desmonte, o dimensionamento e a aplicação dos explosivos torna-se indispensável. A ausência dessas precauções pode resultar em desmontes excessivos ou descontrolados, com a possibilidade de projeção de fragmentos rochosos a distâncias perigosas.

Apesar da ampla literatura internacional sobre o tema (Jimeno et al., 1995; Langefors, Kihlström, 1978; Lusk, Worsey, 2011; Mandal, Singh, 2009; Spathis, Gupta, 2012), sua disseminação no Brasil ainda é limitada. Entretanto, diretrizes relevantes estão disponíveis em publicações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2018), que oferecem orientações valiosas.

Neste contexto, o objetivo central desse trabalho é apresentar alguns métodos que possibilitam maior controle sobre os níveis de vibração gerados pela energia liberada durante as operações de desmonte.

2 DESMONTE CONTROLADO

Desde o início da era dos explosivos na mineração e na indústria da construção, muitos esforços têm sido realizados para encontrar métodos de controle que reduzam o *overbreak* e os danos nas rochas remanescentes, com o desenvolvimento de técnicas especiais de desmonte de rochas. O objetivo é minimizar as tensões e o fraturamento da rocha além da linha teórica de escavação, por meio da redução e/ou melhor distribuição das cargas explosivas. Inicialmente, a maioria dos métodos utilizados baseava-se em tentativa e erro. Contudo, mais recentemente, métodos científicos e sofisticados têm sido aplicados, principalmente nos Estados Unidos e na Europa (Mandal, Singh, 2009; Spathis, Gupta, 2012).

Costuma-se afirmar que não se pode esperar um controle preciso do *overbreak* em todas as formações geológicas. Isso é verdade, mas um desmonte cuidadoso pode minimizar esses efeitos mesmo sob condições geológicas desfavoráveis.

A primeira tentativa de controlar o *overbreak* foi o *Line Drilling*, que surgiu no final da década de 1930, principalmente em cortes de estradas e taludes (Langefors; Kihlström, 1978). Essa técnica consiste, de forma simples, em uma linha singular de furos não carregados, com espaçamento muito pequeno, seguindo o perímetro de uma escavação, assegurando a formação de um plano de fraqueza que guia o desmonte e limita os seus danos fora do perímetro (Jimeno et al., 1995). A criação desse corte ocorre devido à concentração de tensões de tração entre as linhas de furos do *Line Drilling*, provocada pela propagação e impacto da frente da onda de choque gerada pela detonação próxima aos furos principais, direcionando-se para a linha de furos vazios.

O *Line Drilling* foi modificado ao longo dos anos, incluindo o carregamento de todos ou de apenas alguns furos com cargas explosivas leves. Além disso, o espaçamento entre os furos foi ajustado e aumentado, já que entre as suas desvantagens, além da dependência direta da homogeneidade da rocha para a qualidade do corte obtido, destacam-se os altos custos de perfuração devido ao pequeno espaçamento entre os furos, o significativo consumo de tempo em função da perfuração extensiva e a sensibilidade a pequenos desvios durante a perfuração, podendo comprometer os resultados.

Novos métodos, como o *Smooth Blasting*, *Cushion Blasting* e o *Buffer Blasting*, foram desenvolvidos, com os furos de perímetro sendo detonados após o fogo principal (Jimeno et al., 1995). Cada uma dessas técnicas apresenta características específicas, sendo que o *Smooth Blasting* prioriza o acabamento da superfície final, enquanto o *Cushion Blasting* é mais direcionado à redução de danos fora do perímetro de corte e o *Buffer Blasting* na proteção de zonas específicas por meio da dissipação de energia (Jimeno et al., 1995, Langefors, Kihlström, 1978; Persson et al., 1994).

A ideia de delimitar (por corte) a área a ser desmontada do maciço rochoso, criando uma fratura ao longo do plano teórico de desmonte (perímetro), levou ao desenvolvimento do desmonte pré-fissuramento ou pré-corte (*Pre-splitting Blasting*), no qual os furos de perímetro são detonados antes do restante da carga (Jimeno et al., 1995). Esses métodos têm aplicação tanto em desmontes a céu aberto quanto subterrâneos.

Segundo Jimeno et al. (1995), melhores resultados são obtidos com o uso do *Line Drilling* em formações

rochosas homogêneas, com mínimo de juntas, planos de descontinuidade ou camadas alteradas. Em formações rochosas fraturadas, o *Buffer Blasting* e o *Pre-splitting* geralmente oferecem melhores resultados.

Uma observação pertinente aos cinco métodos citados, no que se refere ao cálculo das cargas explosivas, é que, nessas determinações, não apenas os furos de perímetro devem ser considerados. Os furos mais próximos da linha de contorno (perímetro) também devem ser carregados de forma a evitar fraturas que ultrapassem o limite desejado para o desmonte.

3 METODOLOGIA DE CÁLCULO DAS VIBRAÇÕES

Para verificação da pertinência entre os dados obtidos através de medições de sismografia e os limites estabelecidos pela literatura internacional mais aceita e a NBR 9635:2005 (ABNT, 2005), de forma analítica, foram adotados os procedimentos descritos a seguir, que visavam uma retroanálise dos valores de pico dos Parâmetros relativos às ondas das vibrações produzidas.

A formulação para obtenção das velocidades de propagação das vibrações mecânicas em rocha é dada pela Equação 1.

$$V_p = K \left(\frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-1,6} \quad (1)$$

Onde: V_p - velocidade de vibração de pico da componente da vibração de partícula, em desmontes de rochas por explosivos, medida em mm/s (milímetros por segundo); K - valor numérico que depende da estrutura do maciço rochoso na região onde ocorre o evento; D - distância horizontal entre o ponto de ocorrência da explosão no evento de desmonte e o ponto que se quer monitorar ou proteger, em m (metros); Q - quantidade de explosivo que é iniciado simultaneamente (por espera).

3.1 DANOS NA ROCHA

A súbita expansão causada por uma explosão em um furo de mina gera uma onda de tensão que se propaga no maciço rochoso. Para um material elástico a tensão induzida é diretamente proporcional à sua densidade, velocidade de partícula e velocidade de propagação da onda. Junto à carga a tensão atingirá tal magnitude que são produzidos danos permanentes. O quanto tais danos terão influência significativa na capacidade de

autossuporte para um túnel depende antes do caráter dos prejuízos causados, do tempo de exposição, da influência da água do subsolo e da orientação dos planos de juntas com relação ao contorno e cargas estáticas.

Por um longo tempo, o critério de risco para estruturas construídas nas vizinhanças de uma frente de desmonte foi baseado na velocidade de partícula. Segundo o SveDeFo (Fundação Sueca de Pesquisas de Detônica). O mesmo critério tem se revelado útil para aplicações na estimativa de danos na rocha remanescente de um desmonte (Persson et al., 1994).

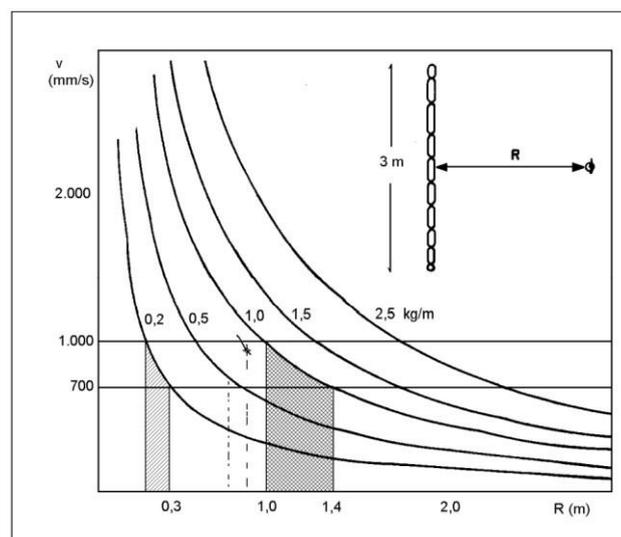


Figura 1. Velocidade de partícula como função da distância e da concentração de carga para uma carga de 3m de comprimento. Fonte: Jimeno et al. (1995).

A equação (2) empírica utilizada é a seguinte:

$$v = \frac{700 * Q^{0,7}}{R^{1,5}} \quad (2)$$

onde: v é a velocidade de partícula (mm/s); Q é a carga em peso (kg) por espera; e R é a distância (m).

A expressão é válida para calcular a velocidade de partícula a distâncias tais que a carga pode ser tratada como sendo esférica. Para pequenas distâncias a discrepância verificada entre valores observados e calculados é inaceitável. Procedendo-se, contudo, a uma integração de todo o comprimento da carga, foi possível obter-se a velocidade de partícula como uma função da distância, comprimento da carga por metro de furo de mina. Na Figura 2 é dado o cálculo para uma carga de 3,00 metros de comprimento. Quando a velocidade de partícula atinge um valor entre 700 e 1000 mm/s (Figura 2), são induzidas ou alargadas as trincas (descontinuidades) em um maciço rochoso de granito. A concentração de 1 Kg/m significa que o dano ocorre numa zona de raio 1,0 a 1,4 m no entorno da carga.

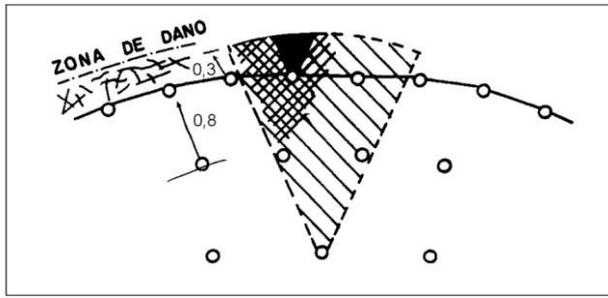


Figura 2. Um fogo bem dimensionado onde as concentrações de carga nos furos de mina próximos ao contorno são ajustadas de tal forma que as zonas de dano produzidas por cada um deles coincidam.

Em ensaios de campo sobre gnaisse, pegmatito e granito (resistência à tração de 5 a 15 MPa), foi encontrada uma boa coerência entre valores calculados e medidos.

Relatos sobre zonas de danos também têm verificado consistência nas distâncias calculadas para cargas similares se for utilizado o critério de velocidade de partícula entre 700 e 1000 mm/s. Isto é válido para concentrações de carga variando entre 0,2 e 75 Kg/m.

Nos ensaios de campo têm sido utilizados acelerômetros juntamente com fitas FM e gravadores. As velocidades de partícula têm sido obtidas por integração numérica.

As menores distâncias entre as cargas localizadas em furos de 25 a 250 mm e os acelerômetros têm sido da ordem de 1,5 a 13 m.

Medidas próximas ao contorno do túnel têm indicado que cargas na fileira anterior frequentemente causam velocidades de partícula mais altas e maior dano do que a fileira de desmonte cuidadoso. Quando o resultado de um desmonte cuidadoso não deve ser prejudicado pelo restante dos furos de mina, é uma boa providência reduzir a concentração de carga da fileira anterior à do contorno. As Figuras 1 e 2 fornecem um guia para estimar a concentração de carga. Uma concentração de 0,2 Kg/m no contorno resulta numa zona de dano de 0,3 m. Quando o afastamento for 0,8 pode-se ver que a concentração de carga para a fileira interna deve ser limitada em cerca de 1 Kg/m para que a zona de dano de 0,3 m não seja ultrapassada.

4 ESTUDO DE CASO: TÚNEL FERROVIÁRIO

4.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

As Tabelas 1 a 3 apresentam os principais parâmetros dos planos de fogo utilizados para o desmonte da

bancada no emboque de um túnel ferroviário do estado de São Paulo. Por razões de confidencialidade, a localização exata da obra, assim como as empresas envolvidas nas diversas etapas do projeto, não serão mencionadas. Como já mencionado, o objetivo é ilustrar a aplicação bem-sucedida de métodos de desmonte controlado nesse contexto, destacando suas particularidades e a forma como foram superados os desafios enfrentados.

Tabela 1 – Quantitativo e propriedades dos furos de desmonte.

Furos de Desmonte	
DN [mm]	65
Afastamento [m]	2,40
Espaçamento [m]	3,00
Inclinação [°]	15
Sub-furação [m]	0,70
Tampão [m]	2,20
Altura da Bancada [m]	3,50

Tabela 2 - Quantitativo e propriedades dos furos de *Line drilling*.

Furos de Corte	<i>Line Drilling</i>
DN [mm]	65
Espaçamento [m]	0,50
Comprimento [m]	4,00
Inclinação [°]	0
Carga [kg]	0

Tabela 3 - Quantitativo e propriedades dos furos de *Pre-splitting*.

Furos de Corte	<i>Pre-splitting</i>
DN [mm]	65
Espaçamento [m]	0,80
Comprimento [m]	5,20
Inclinação [°]	15
Carga [kg]	78,11
Tampão [m]	0,40

O maciço rochoso a ser desmontado é de granito de fraturado a são, conforme características levantadas no perfil geológico (Figura 3).

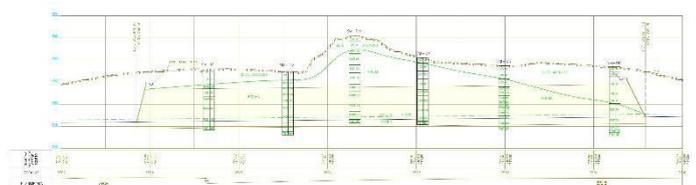


Figura 3. Perfil geológico-geotécnico do maciço rochoso. Fonte: Leite e Lapolli (2015)

4.2 PROJETO E PLANO DE FOGO

A principal recomendação de projeto para desmonte da bancada no emboque do túnel (Figura 4) é: A sequência de detonação dos furos de desmonte, devem obedecer a ordem numérica apontada no croqui (Figura 5). O *Pre-splitting* deve ser detonado antes dos furos de desmonte.



Figura 4. Localização do novo túnel ferroviário e seu emboque nas proximidades do túnel existente em operação. Fonte: Adaptado de Leite e Lapolli (2015)

Todo o desmonte deve ser obrigatoriamente coberto para evitar ultralanchamentos na linha férrea. Os furos de carregamento são separados em três disparos com cargas [kg] diferentes para cada detonação.

O *Pre-splitting* deve detonado juntamente com o disparo 1 dos furos de carregamento. Também, deve ser ligado obrigatoriamente com 1 retardo de 10 ms de um furo para outro, ou seja, 1 furo por espera.

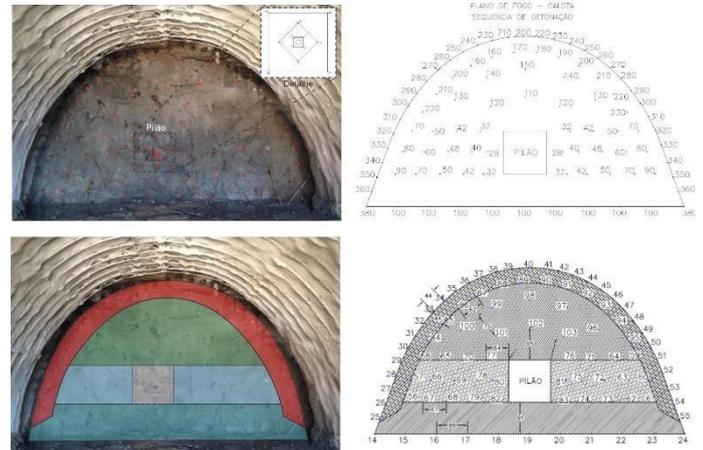


Figura 6. Plano de fogo da seção superior do túnel. Fonte: Autores

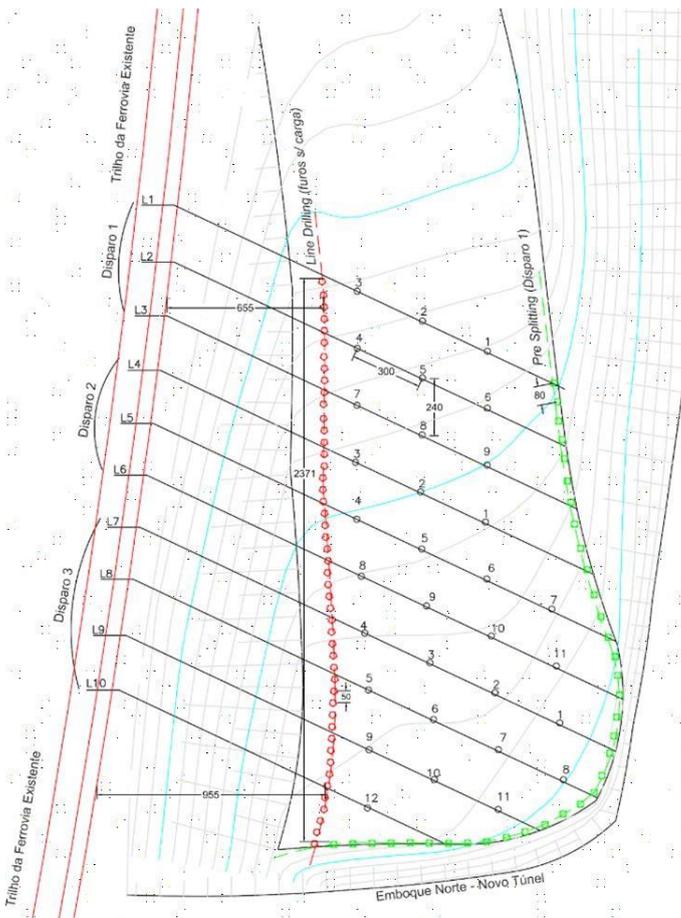


Figura 5. Plano de fogo da bancada. Fonte: Ayres da Silva et al. (2023)

4.3 MONITORAMENTO SISMOGRÁFICO

Devido a obra ser locada em meio urbano sob umas das principais rodovias do estado de São Paulo, foi essencial o acompanhamento cuidadoso dos trabalhos executados para que não houvesse qualquer avaria nas estruturas existentes ou danos aos passageiros que transitam por ali diariamente. De modo a fazer a verificação e apuramento dos desmontes realizados na obra foi feito o monitoramento das vibrações geradas por eles.

O monitoramento foi realizado através de sismógrafo com geofone e microfone alocado ora na parede do túnel existente, ora na pista no local de menor cobertura para monitorar e ajustar os planos de fogo de maneira a não causar danos na rodovia, no canteiro central ou no túnel existente (Figuras 6 e 7). Os dados registrados no trabalho de captação das vibrações geradas pelo desmonte das rochas, pelo pessoal de campo, foram a base para as análises.



Figura 7. Monitoramento realizado nas paredes do túnel existente e na rodovia. Fonte: Autores

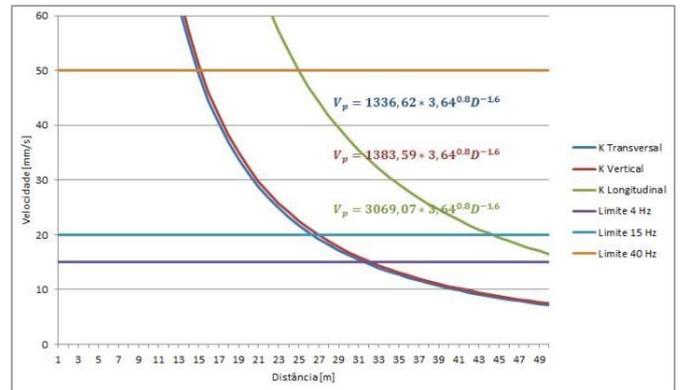


Figura 8. Valores obtidos no monitoramento das componentes de velocidade de vibração no Evento 4

4.4 RESULTADOS OBTIDOS

Foram fornecidos resultados do monitoramento para datas de medição entre final de 2013 até meados de 2014, serão apresentados dados de frequência e velocidade de pico dos componentes das velocidades de partícula longitudinal, vertical e transversal para eventos ocorridos fevereiro de 2014. Na Tabela 4, são apresentados os valores obtidos no monitoramento das componentes de velocidade de vibração. Foram realizados diversas retro análises de diversos eventos, no entanto, serão calculados a fim de demonstrar a metodologia supracitada apenas para o Evento 4 da Figura 8. Este evento ilustra medições do impacto das detonações no túnel em estudo.

No caso destes eventos, a quantidade de explosivos detonados por espera foi de $0,91 \times 4$ Kg com uma razão de carregamento de $0,76 \times 4$ kg/m.

Assim, apresenta-se na Tabela 4 os dados de frequência e velocidades de pico dos componentes das velocidades de partícula longitudinal, vertical e transversal. Foram executados os cálculos que permitiram a verificação dos valores a serem considerados nos pontos limites de frequência e velocidades de partículas para cada evento e a partir daí obteve-se as equações e as curvas que melhor se ajustavam aos dados monitorados (Figuras 9 a 11).

Tabela 4. Valores obtidos no monitoramento das componentes de velocidade de vibração

Evento	K Trans	K Vert	K Long	V Trans	V Vert	V Long	Qmax	Distância
1	373	504	505	8,2	11,1	11,1	3,64	20,72
2	77	177	103	27,5	63,0	36,6	3,64	3,64
3	15317	14540	10801	90,9	86,3	64,1	3,64	47,00
4	1337	1384	3069	4,8	5,0	11,1	3,64	64,00
5	234	366	182	35,5	55,6	27,6	3,64	6,20
6	405	378	286	7,5	7,0	5,3	3,64	23,00

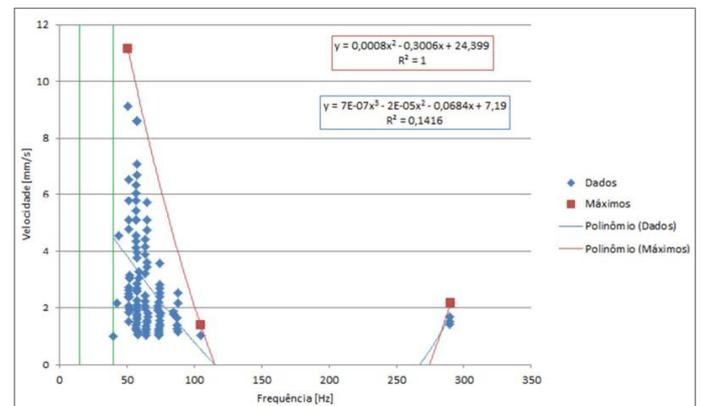


Figura 9. Evento 4 – Componente Longitudinal

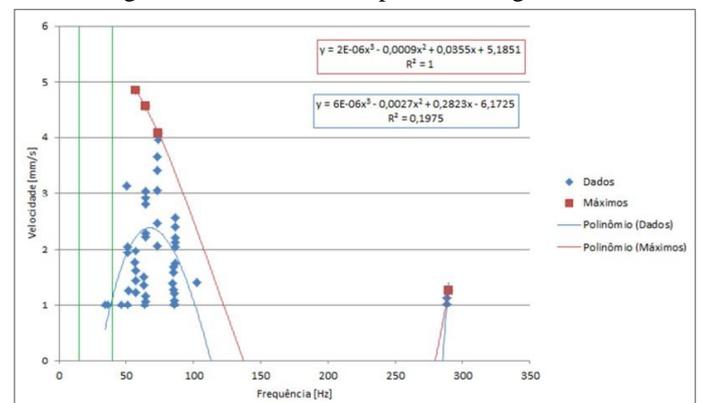


Figura 104. Evento 4 – Componente Transversal

Portanto, são retirados os dados necessários que permitem calcular as funções que regem as velocidades de propagação das vibrações mecânicas em rocha, com base na Equação 1.

Desta forma, obtém-se para o Evento 4 as seguintes equações para V_p (Figura 8).

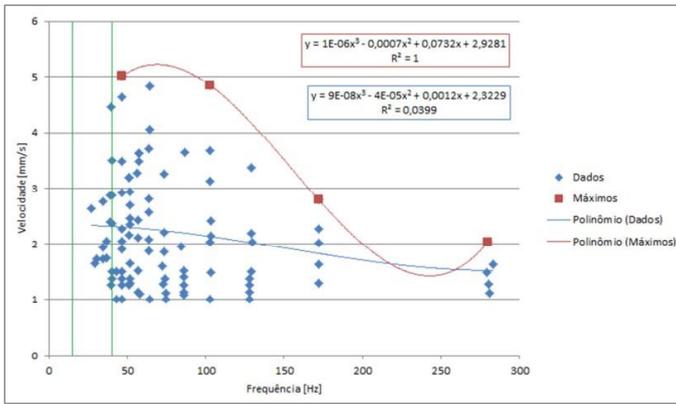


Figura 51. Evento 4 – Componente Vertical

Na sequência, são calculados todos os pontos com frequência entre 15 e 40 Hz, cujas velocidades devem se situar entre 20 mm/s e 50 mm/s. Aqueles pontos que, pelas curvas e equações correspondentes, apresentam-se com frequências superiores a 40 Hz e dentro dos limites de velocidades de vibração de partículas, claramente evidenciados, são identificados inequivocamente por simples observação e não necessitam de cálculos para confirmação. As afirmações acima se referem aos limites utilizados pela Norma Brasileira NBR 9653-2005, que diz respeito aos eventuais danos em edificações e estruturas de obras civis.

A Tabela 5 indica os pontos com frequências entre 0 e 15 Hz e 15 e 40 Hz.

Tabela 5. Identificação de Pontos com Frequências e Velocidades de Vibração Conforme os Limites da NBR 9653-2005

Abaixo de	Long	Trans	Vert	Long Máx	Trans Máx	Vert Máx
40 Hz	47,1	14,9	14,1	85,2	29,8	31,6
15 Hz	47,1	14,9	14,1	85,2	29,8	31,6

FREQUÊNCIA = Pontos medidos que tem frequência abaixo dos valores limites.

FREQUÊNCIA = Pontos medidos que tem frequência acima dos valores limites.

A Tabela 6 apresenta os valores de velocidade para as frequências de 15 e 40 Hz, e indicação se a velocidade está acima ou abaixo da velocidade limite da norma (20 e 50 mm/s).

Tabela 6. Velocidade de Partículas para Frequências de 15 e 40 Hz com Comparação aos Limites Normativos

Pol n=3	Long	Trans	Vert	Long Máx	Trans Máx	Vert Máx
40 Hz	2,21	2,77	2,52	7,06	7,27	5,86
15 Hz	0,17	3,16	1,66	7,58	7,81	8,97

VELOCIDADE = A velocidade da curva experimental está acima da velocidade permitida.

VELOCIDADE = A velocidade da curva experimental está abaixo da velocidade permitida.

VELOCIDADE = A velocidade da curva experimental não tem validade física (menor que zero).

A Tabela 7 apresenta a velocidade máxima medida com a frequência correspondente segundo a curva

experimental, na distância da detonação ao ponto monitorado (23,00 metros).

Tabela 7. Velocidade Máxima e Frequência Correspondente da Vibração a 23,00 Metros da Detonação

	Velocidade	Frequência
Long	5,32	-
Trans	7,54	-86,91
Vert	7,05	96,09
Long Máx	5,32	85,22
Trans Máx	7,54	29,82
Vert Máx	7,05	116,83

A velocidade longitudinal não tem frequência correspondente pela curva experimental e a velocidade transversal tem uma frequência correspondente negativa, o que não tem significado físico.

O evento não tem valores de velocidade medidos acima das permitidas pela norma da ABNT, assim os valores de velocidade de partícula estão muito abaixo da zona de dano na rocha (700 mm/s – 1000 mm/s). Como se pode observar pelos resultados e observações registradas em obra, as componentes de vibração resultantes dos eventos de desmonte de rochas por explosivos, constantes acima neste artigo e realizados em dezembro de 2013, revelaram-se muito abaixo dos limites de 700 mm/s e 1000 mm/s, nos pontos de observação, quais sejam a superfície de contorno do túnel pré-existente.

Assim se conclui que as velocidades medidas na instrumentação estão extremamente coerentes com os valores calculados pela equação proposta relativa aos eventuais danos nos pontos monitorados. Ressalta-se que tais elementos foram rigorosamente analisados e sistematizados a partir dos dados de monitoramento fornecidos.

Adicionalmente, a preocupação dominante foi a de verificar se as maiores cargas por espera, ou as maiores razões de carregamento linear (para furos iniciados na mesma espera), poderiam produzir danos na superfície mais próxima do túnel já existente da ferrovia. As distâncias a serem consideradas foram de 9,85 m, considerando a distância do centro de gravidade da fase atual de túnel em execução. A segunda distância considerada foi das distâncias entre as superfícies externas dos dois túneis.

Portanto, foram calculados os danos em rocha na parede mais próxima do túnel pré-existente (por tração).

Na equação 3, utiliza-se a razão de carregamento máxima por espera:

$$v = \frac{700 \cdot (0,76 \times 4)^{0,7}}{9,85^{1,5}} = 49 \text{ mm/s} \quad (3)$$

Sendo, $0,76 \times 4$ o produto da razão de carregamento linear de explosivo nos quatro furos que detonam na mesma espera. Utilizando-se, ao invés da razão de carregamento a carga total pelos quatro furos que detonam na mesma espera, e a distância de 8,5 m (parede a parede), teremos:

$$Q = 0,91 \times 4 = 3,64 \text{ kg de explosivo}$$

Então:

$$v = \frac{700 * (3,64)^{0,7}}{8,5^{1,5}} = 56 \text{ mm/s}$$

Observa-se o quão próximos são estes valores da média das velocidades da 1ª parte. Por outro lado, as velocidades obtidas são em média dez (10) vezes menores do que as que causariam danos na rocha.

5 CONCLUSÃO

Neste artigo são apresentadas as técnicas de desmonte controlado e metodologia de cálculo para avaliação das vibrações obtidas da campanha de levantamento sismográfico para desmonte de rochas no estudo de caso apresentado da escavação de túnel ferroviário no interior de São Paulo.

Foram apresentados alguns valores obtidos durante os levantamentos da instrumentação de obra para o cálculo das vibrações originadas pelo desmonte de rochas para escavação de túnel e avaliação dos impactos nas estruturas existentes no entorno (rodovia e túnel ferroviário existente ao lado). A retro análise demonstrou valores menores do que os limites de norma e não foram observados impactos significativos nas estruturas existentes com a aplicação de técnicas de desmonte controlado para o plano de fogo apresentado, tanto no emboque quanto na seção do túnel em rocha.

Desta forma, a correta aplicação de métodos consagrados para desmontes controlados de rocha, são técnicas importantes para escavação de obras subterrâneas em áreas urbanas, na proximidade de estruturas sensíveis, ou não com as adequadas avaliações prévias de vibrações e ultralancamento. Destaca-se a importância de avaliar as melhores

técnicas para empregá-las corretamente para cada caso de interesse.

6 REFERÊNCIAS

ABNT. 2005. NBR 9635: Vibrações em edificações – Guia para avaliação de seus efeitos sobre estruturas. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 16 p.

ABNT. 2018. NBR 9653: *Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 16.

Ayres da Silva, L. A.; Ayres da Silva, A. L. M.; Andrade, G. G.; Rodrigues, G. L. 2023. Design of controlled rock blasting for tunneling and tunnel portals. *ISRM 15th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering & 72nd Geomechanics Colloquium – Challenges in Rock Mechanics and Rock Engineering*, Salzburg, Austrian Society for Geomechanics, p. 117-122.

Jimeno, C. L.; Jimeno, E. L., & Carcedo, F. J. A. 1995. *Drilling and Blasting of Rocks* (1st ed.). CRC Press.

Langefors, U.; Kihlström, B. 1978. *The Modern Technique of Rock Blasting*. Wiley-Interscience.

Leite, B. R., & Lapolli, M. 2015. *Túnel sob a Rodovia Castelo Branco: um passeio pela obra ferroviária* (1a.). Pandion.

Lusk, B.; Worsey, P. 2011. Explosives and Blasting. In P. Darling (Ed.), *SME mining engineering handbook, Vol. 1*. 3rd ed., SME, pp. 443–459.

Mandal, S. K.; Singh, M. M. 2009. Evaluating the extent and causes of overbreak in tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(1), 22–36. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.01.007>

Spathis, A. T.; Gupta, R. N. 2012. Tunneling in rock by drilling and blasting. *CRC Press*, 1st ed.

Persson, P. A., Holmberg, R., Lee, J. 1994. *Rock Blasting and Explosives Engineering*. CRC Press.

Beneath the City: Tunnelling Challenges and Solutions for the Metro Line 2 Viaduct Undercrossing in Lima

A. Syomik & A. Logarzo

Lombardi SA Ingegneri Consulenti, Bellinzona-Giubiasco, Switzerland

L.H. Suarez Padron, S. Iacullo, E. Manfroi

Consortio Constructor Metro 2 Lima - CCM2L, Dragados FCC Webuild, Lima, Peru

ABSTRACT: This paper presents the technical challenges and innovative solutions encountered during the undercrossing of the viaduct of Metro Line 1 by the new Metro Line 2 in Lima, Peru. This involved TBM tunnelling in inner-city conditions with low overburden and special ground conditions characterized by compact conglomerate of Lima, exhibiting unique ground behavior during tunnelling. The experience gained from this project highlights the TBM parameters, monitoring measures, and technical solutions implemented to minimize risks. Specifically, systematic grouting measures below the foundation of the viaduct were carried out using synthetic resin to improve the stability of the tunnelling area and to reduce tunnel-induced ground overbreak and settlements. The approach to the materials used and the specific challenges faced in this project underscore the importance of tailored solutions in complex urban environments. Lessons learned from this project offer valuable insights for future tunnelling projects in similar conditions, emphasizing the critical balance between engineering solutions and risk mitigation strategies.

1 INTRODUCTION

In April 2014, the Peruvian government and the Consorcio Constructor Metro 2 Lima (CCM2L), consisting of companies Dragados, FCC, Webuild and COSAPI signed a 35-year concession contract for the construction of Metro Line 2 and the extension to Avenida Faucett – Avenida Gam-betta (part of the future Line 4) - the first underground metro line in Lima and the first application of TBM technology in urban conditions in Peru.

The Lima Metro Line 2 project is a critical infrastructure development aimed at improving urban transportation in one of the most congested cities in South America. The tunnel of Line 2 extends over 35 kilometers and involves significant engineering challenges, particularly in the densely populated urban areas where the tunnelling is performed beneath existing infrastructure. The project will

connect the district of Ate with the Callao area, running from east to west across Lima. CCM2L is responsible for constructing this phase, which includes various stations and intersections, as well as the tunnelling works, as shown in Figure 1 with distribution of tunnel sections by excavation methodology. Part of the line is excavated using the conventional method, while mechanized tunnelling is conducted with two TBMs manufactured by Herrenknecht:

- The S-972 EPB Shield from E-19 to E-4 stations.
- The S-973 PBM Multi-mode (EPB/Slurry) from E-4 to E-1 stations.

The mechanized excavation stretch of Metro Line 2's tunnel in Lima extends over a length of 17.3 km, comprising 19 stations and 18 ventilation shafts. The tunnel is being excavated with a diameter of

approximately 10.3 meters and a cover depth varying between 10 and 15 meters. Within this stretch, the tunnel excavation involves challenging crossings under several infrastructures. One of the most critical ones is the passing beneath the existing elevated viaduct of Metro Line 1 near the intersection of Av. 28 de Julio and Av. Aviación. Due to the importance of Line 1 for the traffic conditions in the area, the underpass was to be carried out without interrupting operations.

The viaduct is a reinforced concrete structure, with its individual pillars founded on shallow spread footings approximately 4 meters deep. The distance between the viaduct foundation and the tunnel crown is around 6.80 meters, which increases the risk of subsidence and structural damage to the structure given the tunnel diameter of 10.3 meters.

CCM2L's major concern was the tunnelling-induced impact on the pillar foundations and the potential risk of structure damage. Aiming to mitigate the risk of settlement of the viaduct foundations caused by the tunnelling operations, the consortium engaged Lombardi SA, responsible for the excavation project follow-up and the risk management of TBM, to design a ground improvement intervention beneath Pillar of Metro Line 1.

Due to the highly compact and stiff conglomerate structure as well as low-permeability characteristics of the Grava de Lima, previous interventions had shown that the ground is not injectable with conventional cement grouting methods, requiring the use of alternative techniques.

In addition, the experience gained in tunnelling in Lima has shown that the subsoil is generally very stable and that there are no problems at the tunnel face. The tunnel construction-induced ground loss was particularly experienced along the shield above

the TBM with the associated geological overbreak, as the main reason for surface settlements. In this context, the subsoil shows a rather brittle ground behavior without significant deformation and with only very low settlement values of generally few millimeters.

Taking all these aspects into account, it was assessed that low-viscosity resin injections represented a possible promising variant in this subsoil conditions, but its feasibility first had to be confirmed by test injections. The resin injection treatment was designed with the objective to enhance the bonding of the granular structure, thereby increasing grain cohesion between soil particles. This helps to minimize local detachments, instabilities, and ground loss in the crown area along the shield, reducing associated settlements and ensuring the viaduct stability during tunnel excavation.

The section of interest in this project involves the undercrossing of Metro Line 1, specifically beneath the viaduct located near the intersection of Av. 28 de Julio and Av. Aviación. Line 1 is the first metro line in Lima and Callao, and the only one currently in operation. It runs from the south to the northeast of the city, passing through a total of 26 stations along 34.6 km of track. The elevated viaduct section is characterized by support pillars spaced approximately 20 m apart from axis to axis. The height of these pillars is between 7.0 and 8.0 m from the end of the footing to the top of the head. The viaduct itself is constructed with reinforced concrete and its foundations are spread footings located approximately 4 meters deep. This undercrossing was challenging due to the minimal clearance between the tunnel crown and Pillar C617's foundation, located about 6.80 meters above the planned Line 2 tunnel, as shown in Figure 2.

The site-specific project conditions, along with the design and execution of the grouting measures -



Figure 1. Layout of Line 2 and part of Line 4 of the Lima Metro with associated stations and the distribution of the sections according to the type of excavation; marked red: TBM stretch of Line 2.

particularly in the context of Lima's ground conditions and the project's experience and lessons learned with the TBM underpass - are discussed in the following sections of the pre- sent paper, including the associated control parameters and monitoring measures.

2 GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CONTEXT

The subsoil conditions in Lima are dominated by the so-called conglomerate of Lima, a compacted dense gravel layer, very stiff (shear wave velocities reaching over 1000 m/s even at depths of less than 15 meters), with a matrix that varies in terms of the content and type of fines, as well as their cementation. This lithological formation is clearly visible along the Pacific cliffs of the famous "Acantilado" of Lima with its steep standing walls, as presented in Figure 3 and is characterized by generally good stability conditions. This favorable ground behavior was also observed in the previous NATM section with a stable tunnel face.

The geological profile for Line 1 undercrossing, shown in Figure 2, reveals varying soil types and compaction levels. Three main geotechnical units were identified near the viaduct: anthropo- genic fills (R), silty sands (SM), and poorly graded gravels with sand, clay, and silt (GP-S), further classified by compaction as loose (GP-Ss), medium dense (GP-Sm), and firm (GP-Sf). The upper layer (0 to 1.5 meters) consists of poorly compacted, contaminated anthropogenic fill. Beneath this, from 1.5 to 3 meters, lies silty sand with gravel, originating from ancient Rimac River flood- plain deposits. Below, from 3 to

11 meters, poorly graded gravel mixed with sand, silt, and clay shows increasing compaction with depth. The deepest layer, beyond 11 meters, consists of well-compacted, dense gravel. Due to the region's desert climate and distance from the ocean, no groundwater table is present along this tunnel stretch.

3 TBM SPECIFICATIONS AND PARAMETERS

The Tunnel Boring Machine (TBM) used for the present stretch of Lima Metro Line 2 is the S- 972 EPB Shield manufactured by Herrenknecht, with a 10.27-meter excavation diameter, de- signed to handle challenging ground conditions, including dense gravels with cobbles and boulders (see Fig. 4). This TBM can operate in various modes, adaptable to ground conditions and project requirements: In Open Mode (A), the TBM operates without face support, suitable for stable ground. Semi-Closed Mode (B) uses compressed air for partial support in moderately stable conditions, while Mode B1 adds foam/suspension for more challenging ground. Mode B2 uses foam/suspension with a slurry-filled chamber for additional stability. In Closed Mode (C), the chamber is fully filled with addition of foam, polymers, or suspension, providing maximum face support in difficult conditions. For the underpass area, Closed Mode (Mode C) with active face support was specified in the tunnel advance plan (PAT) during the design phase.

The support pressure levels were defined based on stability calculations and settlement estimates, with the aim of ensuring minimal settlement and face stability in order to proceed under safe tunnelling



Figure 2. Cliffs of Lima with standing walls consisting of Grava of Lima.



Figure 3. Gravas of Lima, with significant portions of cobbles and boulders.

conditions in this important area. Both the minimum and maximum pressures limits were defined, with associated threshold values and several warning levels, see Figure 5, with a target nominal face support pressure in tunnel axis of approx. 1.5 bar and 1 bar in tunnel crown. These values were adjusted throughout tunnelling works and based on previous stretch experience to maintain face stability and prevent ground deformation, particularly for undercrossing Metro line 1 with the associated structure.

Considering the risk control methodology of TBM advance in urban environments, EPB shield tunneling requires precise control and continuous monitoring of key operational parameters to ensure safety and efficiency of the tunnel drive. The control process is based on target values (predefined thresholds to maintain control over ground movements, TBM performance, and safety measures) derived from the Plan for Advance of Tunnel (PAT), which reflect the project specific geological and geotechnical conditions, the overburden and the existing infrastructure at the ground surface as well as the TBM aspects, as e.g. support pressures presented in Figure 5. PAT is a dynamic and iterative tool used in the design and construction of tunnel projects to control residual risks, especially in urban environments where tunneling operations are complex. It is introduced as a flexible framework to continuously update and adapt the tunnel design based on real-time data collected during excavation. Key performance parameters (KPIs) include face support pressure, advance rate, excavated material weight/volume, cutterhead torque, thrust force, grout injection pressures, and soil conditioning, among others. Via GIS web platform, surface settlements and ground deformations are also closely monitored to prevent damage to surrounding structures. Throughout the tunneling process, real-time data is collected from the TBM and compared against these set-points (target thresholds), calibrated with the help of design analyses, enabling immediate adjustments to maintain stability and prevent risks such as face collapse or excessive settlement. This control

methodology is crucial in urban tunneling, where strict management of ground movements is essential to protect nearby infrastructure.

4 GROUND AND STRUCTURAL MONITORING

In addition to the real-time monitoring and control of TBM operations and key performance parameters, the undercrossing area was intensively instrumented and monitored using a combination of topographical and geotechnical methods, as detailed in Figure 6. These measures included: Surface Movement Monitoring Points to track any ground surface settlement; Deep Monitoring Points to monitor subsurface movement up to 9 meters deep, near the excavation zone; a clinometer installed on the viaduct pillar closest to the tunnel excavation; geodetic targets / mini prisms mounted on the pillars and beams of the Line 1 viaduct, extending approximately 45 meters on either side of the tunnel axis; and levelling strips attached directly to the viaduct pillars nearest the excavation site. In the area of influence, the monitoring measures were arranged in approx. 5 systematic measurements cross-sections, with additional individual points in the immediate underpass area.

5 GROUTING MEASURES

Although numerical models predicted that tunnel-induced settlements would not compromise the existing Line 1 viaduct, systematic injections of bicomponent acrylic resins were implemented to minimize the risk of over-excavation and ground detachment during TBM passage, specifically between the tunnel crown and the viaduct's foundation (see Fig. 7).

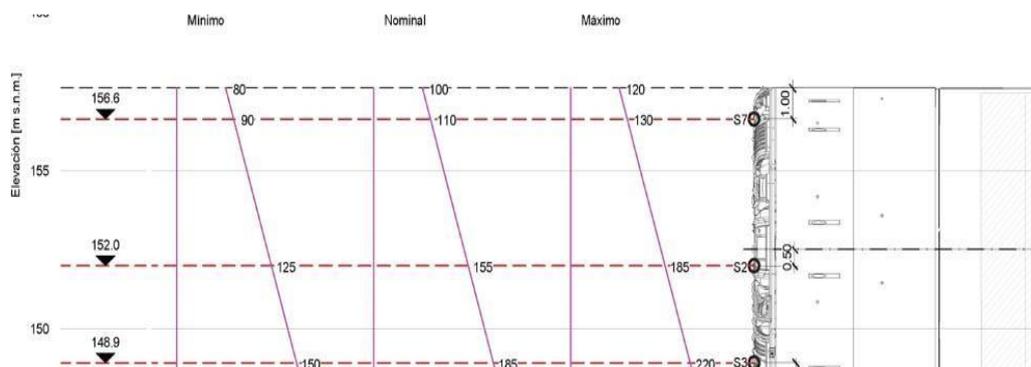


Figure 4. Support pressure levels (nominal, minimum and maximum values) defined for the underpass area.

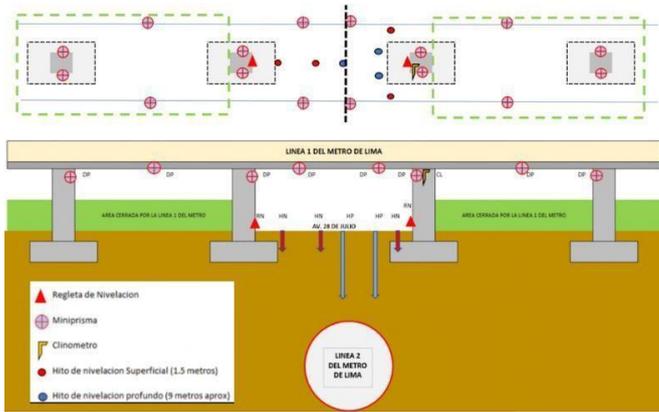


Figure 5. Area of the undercrossing of the Metro Line 1 viaduct, arrangement of the monitoring measures.

Based on previous project experience, the ground's low permeability rendered cementitious grout injection rather unfeasible, leading to the selection of synthetic resin as the preferred solution. The synthetic resin selected was MasterRoc MP 304, a bi-component gel-forming resin with low viscosity and excellent penetration properties. This material was injected into the ground through perforations drilled in a grid beneath the viaduct according to TAM method (Tube-à-Manchette). The objective of the planned injection was to maintain the compact granular structure of the Lima gravel, which has excellent strength and deformation properties, by bonding the material (and possibly absorbing tensile forces) to ensure the integrity of the subsoil conditions. This measure aimed to reduce loosening along the TBM shield during tunnelling below the viaduct of Line 1, and minimize detachment phenomena, local instabilities, and over-excavation until the installation of the segments and the systematic injection of the annular gap by mortar.

The geometrical design and configuration of the injection scheme were optimized to ensure maximum ground stabilization beneath the viaduct foundation during Metro Line 2 tunnelling, balancing logistical constraints—such as traffic, tampering works on the viaduct structure, and the pile footings—with the

need to protect the area above the tunnel crown. The injection screen was designed in the effective area only, considering the propagation of the foundation loads, the geometric constellation with the axis of the tunnel, the potentially critical relaxation zone and expected ground deformation as well, not disregarding the economic aspects in terms of intervention costs. The perforations were arranged in a staggered grid pattern, in five rows, each consisting of multiple drill points (see Fig. 8). The horizontal spacing between perforations ranged from 0.50 meters to 2.50 meters, depending on their proximity to critical structural elements like the viaduct foundation and the tunnel. The layout ensured that at least one of the injection rows was positioned directly beneath the viaduct and around the tunnel to provide comprehensive coverage. Drill lengths of 10 to 12 meters were used, extending from the surface near the viaduct foundation to just above the tunnel crown, targeting critical zones vulnerable to tunnelling-induced movement (see Fig. 7). Perforations were aligned to cover a 1-meter injection zone around each borehole, considering optimal resin distribution. Drilling was carried out using 5" (120-130 mm) diameter boreholes, and the annular space between the borehole and pipe was backfilled with a water-cement mixture (ratio 1.66-2.5) containing 5-7.2% hydrated bentonite to enhance sealing, achieving a compressive strength of 0.1 MPa within 12 hours. Each borehole was equipped with TAM, formed by a 2" PVC pipe, segmented into injected and non-injected sections, with perforated sleeves forming 1.0-meter-long chambers and three sleeve levels, allowing precise resin injection into targeted soil layers.

This configuration was essential to effectively reinforce the ground and maintain structural stability during tunnelling beneath the viaduct. MasterRoc MP 304 resin, injected through PVC pipes, comprised: Component A: 20.0 kg resin + 0.5 kg accelerator; Component B: 15.6 kg water, 1.0 kg retardant, and 0.8 kg hardener. This method ensured efficient void

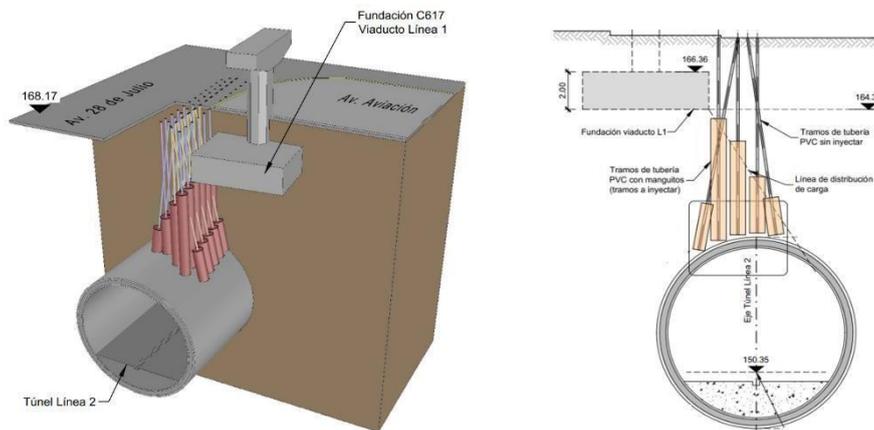


Figure 6. Perspective view and geometric layout of the grouting measures below the viaduct foundation.

filling and ground stabilization while minimizing overbreak, supporting safe tunnelling operations. The resin injection followed a phased sequence, starting from the deepest layers and progressing upward to the via- duct foundation, alternating injections across rows to prevent pressure buildup and ensure uniform stabilization.

Before carrying out the grouting activities, a preliminary test field was conducted a few meters from the area. In this zone, two 11-meter-deep vertical boreholes were drilled with a dual purpose: first, to verify the soil typology, and second, to carry out test-injections and assess the grout take and penetration, allowing for adjustments in the spacing between injection points. The first injections were carried out at depths of 10-11 meters and a maximum pressure of 1 MPa (10 bar) with a resin volume limit of 150 liters per linear meter. As stop criteria, grouting was suspended when 1 MPa pressure was reached, or signs of resin leakage or surface displacement occurred. This process ensured proper ground improvement, meeting project specifications. The purpose of this initial stage of the test was to verify the grout takes at the actual maximum injection depth to be

executed. Injections were then performed in both test boreholes at depths ranging from 4 to 6 meters. A manual excavation down to 6 meters followed, focusing on evaluating resin distribution, particularly in the critical zone between 5 and 6 meters.

6 PROJECT EXPERIENCE AND LESSONS LEARNED

In general, it can be concluded that the injections have been executed successfully and in accordance with the project and the technical specifications provided. According to the test results, the resin successfully

penetrated the soil matrix of the gravelly soil with medium-grained sand, creating a cohesive agglomerated structure. The resin effectively bonded the matrix and larger clasts (such as cobbles), resulting in a significant improvement of the soil cohesion (see Fig. 9).

The performance and results of the resin test injections carried out at depths of 4-5 m and 5-6 m were verified through manual excavations (Calicatas) conducted to directly assess the injection outcomes. In Calicata 1, at 4-5 m depth, the injection formed a cohesive zone with an influence radius of approximately 140 cm. In the deeper 5-6 m sections, in Calicata 1, the resin fully impregnated the soil, significantly improving its properties and making manual excavation very difficult due to the increased bonding, confirming the resin's effectiveness in soil improvement. In Calicata 2, resin penetration was found to be less uniform, due to faced challenges related to resin surfacing during injection, leading to reduced bulb formation and localized resin dispersion.

During the undercrossing, the TBM KPIs remained generally within the defined threshold value range (see Fig. 10), both the pressure sensors for the support pressure and the belt weighting of the excavated material indicated good tunnelling performance. Only during the advance of one single ring, an increased mass balance was observed, which, however, was noticed immediately and could be counteracted during the subsequent ring excavation.

During the undercrossing, the TBM KPIs remained generally within the defined threshold value range (see Fig. 10), both the pressure sensors for the support pressure and the belt weighting of the excavated material indicated good tunnelling performance. Only during the advance of one single ring, an increased mass balance was observed, which, however, was

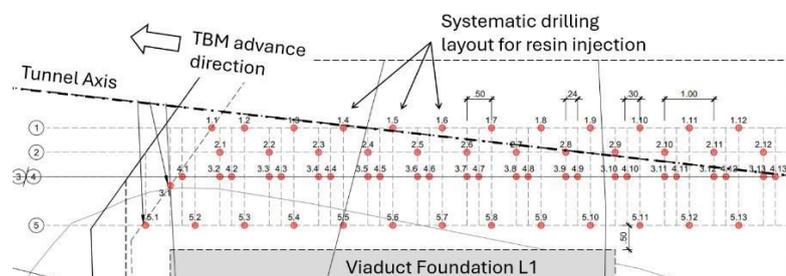


Figure 7. Arrangement of the perforation and the grouting grid (plan view).



Figure 8. Results of the test grouting, bonded subsoil samples.

noticed immediately and could be counteracted during the subsequent ring excavation.

The monitoring instruments recorded ground surface settlements within the millimeter range, with a maximum of 3-4 mm (see Fig. 11), which was within the predicted order of magnitude, and in agreement with the acceptable settlements for the viaduct structure. It is important to highlight that the leveling instruments installed directly on the viaduct piers did not register any settlement, with measurements below ± 1.0 mm, which is within the precision range of the measurement technique.

The risk management strategies for the viaduct undercrossing involved integrating closed-mode TBM tunnel excavation with resin-based grouting and robust monitoring systems. Real-time TBM data evaluation and continuous monitoring allowed for immediate adjustments when needed, ensuring stability and safety while maintaining project progress. The associated key aspects were the following: Undercrossing was scheduled during morning hours when train frequency is significantly reduced, minimizing potential impact in the event of an incident; Continuous TBM tunnelling advance without interruptions in the critical zone; Real-time KPI-control of TBM excavation and ongoing adjustment as required; Increased measurement frequency of monitoring control of topographical and geotechnical instruments during undercrossing and permanent visual control of the surface conditions of the excavation area for any anomalies; Additional ground improvement by resin injections in the critical area of the foundation.

7 CONCLUSIONS

The Metro Line 2 project, particularly the excavation section beneath the Metro Line 1 viaduct, highlighted the crucial integration of advanced tunnelling technologies with comprehensive ground stabilization measures. The successful application of synthetic resin injections, coupled with real-time monitoring, played an important role in maintaining the structural integrity of the viaduct while allowing the safe advance of tunnelling operations. The resin injection treatment effectively mitigated settlement risks, particularly those associated with over-excavation along the shield and potential ground loss caused by the TBM passage. Design calculations and field data confirmed the intervention's success in stabilizing the foundation of the C617 structure. The grouting tests confirmed the injectability of Lima's complex subsoil, particularly in dense sandy gravels, showing a significant improvement in ground cohesion.

This intervention serves as a benchmark in urban tunnelling, providing valuable lessons for future projects in similar geotechnical conditions. The study highlights the importance of precisely defining key excavation parameters, such as face and injection pressures, material volume control, and the management of thrust and contact forces. Real-time monitoring remains essential for timely adjustments to optimize performance and safety during TBM excavation. The definition of thresholds is essential for the monitoring system to perform effectively, through the analysis of the boundary conditions and simulations of the operation to be performed. Continued focus on TBM operational control and

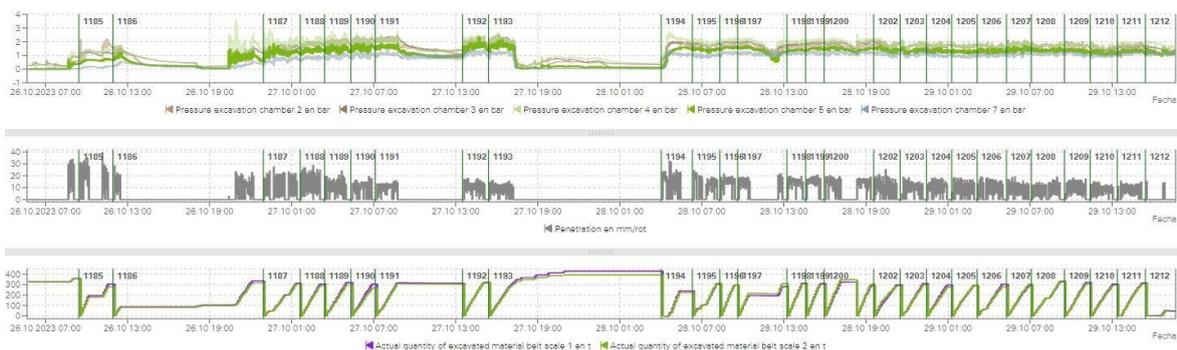


Figure 10. BM KPIs during the undercrossing: support pressure, advance rate, excavated material weight.

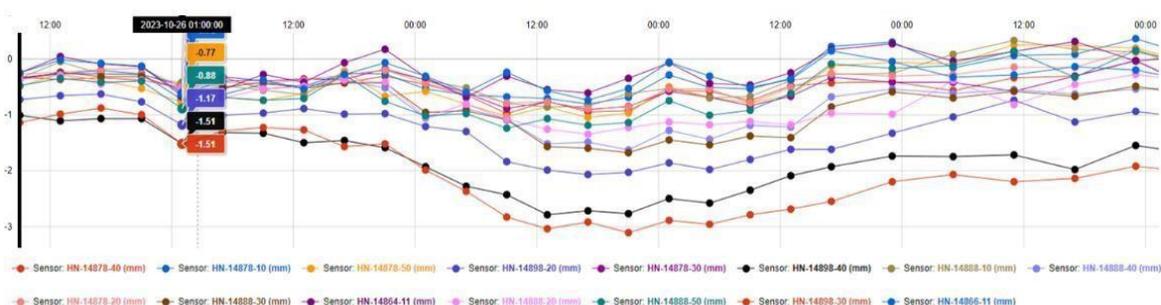


Figure 9. Recorded ground surface settlements in the viaduct undercrossing area ($s_{max} = 3$ mm).

excavation management is vital to the overall success of tunnelling projects in complex urban environments.

8 ACKNOWLEDGMENTS

We would like to express our gratitude to the Consorcio Constructor Metro 2 Lima (CCM2L), comprising Dragados, FCC, Webuild and COSAPI, for the trust placed in Lombardi SA's technical assistance services for the TBM tunnelling follow-up, as well as for the excellent collaboration throughout the ongoing successful execution of the Metro Line 2 project.

9 REFERENCES

Logarzo, A. & De Salvo, F. 2022. *Metro Lima Line 2 – TBM excavation design and construction control methods*. In *Städtischer Tunnelbau 2022 colloquium*, ETH Zürich, Chair of Underground Construction, Zürich, Switzerland.

Túnel Luís Bom: Um caso de baixa cobertura lateral

A. C.E.M. Maffei

Phd, Professor Titular na Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

B. H.H.S. Gonçalves

Phd, Professora Associada na Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

C. L.R. da Rosa

Engenheiro de Minas - Odebrecht Engenharia e Construção S.A., Rio de Janeiro, Brasil

D. F.A. Tomita

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

E. A.C. Furtado Jr.

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

G. M.R. Daccache

Geóloga - Odebrecht Engenharia e Construção S.A., Rio de Janeiro, Brasil

G. F.D. Hofacker

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

H. D.B. Prates

Engenheiro Civil - Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

RESUMO: O túnel Luís Bom faz parte de um conjunto de intervenções e obras de infraestrutura viária que está sendo implementado pela Prefeitura da Cidade Rio de Janeiro desde 2022. Este complexo viário, denominado Ligação Viária de Campo Grande, foi concebido com o objetivo de desafogar e dar fluidez ao crescente volume de tráfego na zona Oeste do Rio. Este novo eixo de ligação inclui a execução de um mergulhão na interseção da Estrada do Monteiro com a Avenida Cesário Melo, o túnel sob o morro Luís Bom e a adequação geométrica e viária no entorno dessas intervenções principais. O túnel possui dois eixos independentes, com comprimentos totais de 566 e 514 m cada e uma seção transversal de aproximadamente 88 m² de escavação, suficientes para acomodar duas faixas de rolamento e uma ciclovia. Também foi previsto um alargamento em cada pista para instalação de acostamento, e 2 túneis de ligação. O túnel foi executado predominantemente dentro de um maciço rochoso de granito e gnaíse, eventualmente entrecortado por basaltos e diabásio e a escavação do corpo principal dos túneis ocorreu sem grandes intercorrências. No emboque sul, porém, algumas premissas de projeto não se concretizaram. O artigo pretende ilustrar o desenvolvimento deste túnel, sob a ótica tanto do projeto como da obra, apontando as dificuldades que surgiram ao longo do processo e os encaminhamentos e soluções não previstos originalmente que se impuseram para a concretização do túnel.

Palavras-chave: Túnel NATM; túnel de baixa cobertura; interação solo-estrutura.

1 INTRODUÇÃO

O túnel Luís Bom é composto por duas galerias independentes e paralelas, e faz parte do anel viário de Campo Grande, que fará a conexão entre a Estrada da Caroba e a Estrada da Posse, dentro do bairro de Campo Grande, na região Metropolitana do Rio de Janeiro. A implantação geral da obra está ilustrada nas figuras 1 a 2, onde é possível ver os emboques norte, sul e um perfil longitudinal com a estratigrafia da região.



Figura 1 – Implantação Geral

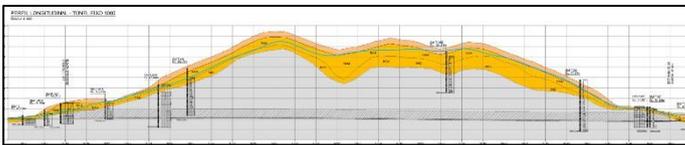


Figura 2 – Perfil Longitudinal (eixo 1000)

Os túneis contam com duas ligações transversais que serão utilizados para manutenção e/ou rota de escape. Em ambas as pistas, ocorre o alargamento da seção escavada (aproximadamente na metade do seu comprimento) que servirá de acostamento. A foto da figura 3 ilustra o emboque norte dos túneis, em fase de finalização.



Figura 3 – Emboque Norte

As obras dos túneis tiveram início no final de 2022, e a frente de partida foi o emboque sul. A escavação das pistas dos eixos 1000 e 2000 ocorreu em momentos diferentes, em função das dificuldades de implementação enfrentadas.

A figura 4 indica uma vista aérea da região do emboque Sul, que também está em fase de finalização.



Figura 4 – Vista aérea do Emboque Sul

A execução do emboque norte ocorreu de forma independente, de maneira que o túnel contou com duas frentes de escavação simultâneas.

A foto da figura 5 ilustra o eixo 1000 do emboque sul, onde é possível verificar as condições assimétricas de cobertura.



Figura 5 – Emboque Sul (vista frontal)

2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

A partir da bibliografia disponível e do conhecimento de algumas características deste tipo de maciço em obras similares realizadas nesta mesma unidade geológica, esperava-se encontrar boas condições de fogo e escavação, o que de fato ocorreu.

Os eixos de escavação dos túneis estão inseridos em uma encosta rochosa pertencente ao Maciço da Pedra Branca, de natureza granito-gnáissica, com presença eventual de diques de basalto com sistema de fraturas nas direções NE-SW e NW-SE.



Figura 6 – Lineamentos identificados

A figura 6 indica alguns lineamentos estruturais identificados ao longo da investigação geológica e de campo. Tais lineamentos costumam estar associados a talvegues e selas topográficas. Havia inicialmente uma preocupação que a presença de alguns lineamentos (notadamente os transversais ao eixo de escavação) fosse indicação de possível falha geológica com desdobramentos para a estabilidade da escavação. Felizmente este cenário não se concretizou.

Entretanto, por definição do projeto geométrico, ambos os emboques do túnel tiveram de ser implantados em regiões de talvegue, na cabeceira de drenagem natural do morro. No caso do emboque Sul, a presença deste talvegue foi um fator decisivo no tipo de solução geométrica adotada para sua implantação. Os levantamentos topográficos realizados na região baixa deste talvegue, indicavam condições muito difíceis de cobertura do maciço rochoso. A figura 7 apresenta o levantamento realizado, onde se verifica uma cobertura de rocha quase inexistente, impossibilitando a aplicação da malha de tirantes internos.

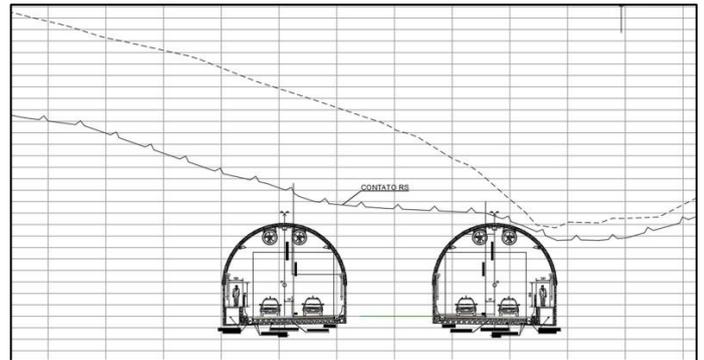


Figura 7 – Levantamento topográfico do talvegue

Dada a incidência de pontos baixos em apenas um dos túneis, foram estudadas algumas alternativas. Primeiramente, se cogitou a possibilidade de avanço total do emboque. A figura 8 ilustra a solução.

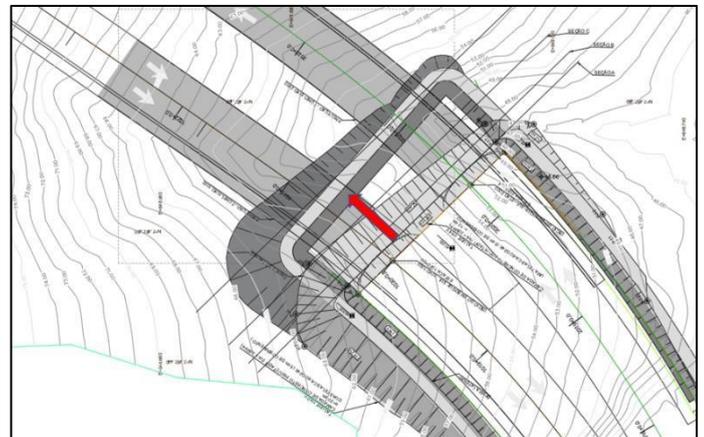


Figura 8 – Alternativa descartada

Ao avançar a estaca de início da embocadura, era possível vencer os trechos com baixa cobertura na pista do eixo 2000, encontrando condições de escavação mais confortáveis. Entretanto, a necessidade de avançar mais de 15,0 m com a escavação total do emboque implicaria em volumes de material retirado bastante elevados a tal ponto de inviabilizar a solução.

A segunda alternativa discutida seria a realização de um aterro no trecho do talvegue, de modo a garantir artificialmente uma cobertura mínima da pista do eixo 2000.

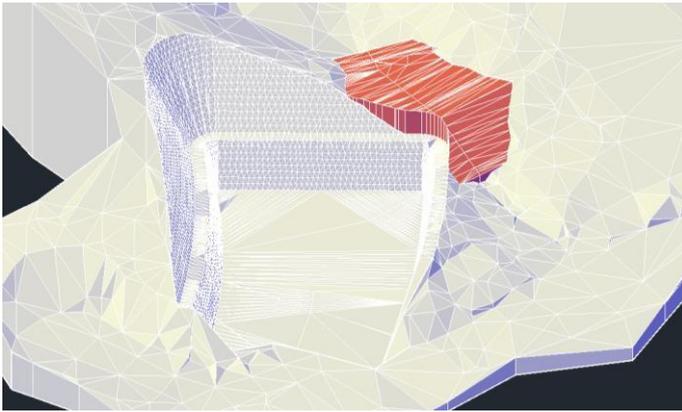


Figura 9 – Alternativa descartada

Esta possibilidade também foi descartada em função dos altos volumes de material utilizado, bem como da necessidade de obras hidráulicas para encaminhamento adequado do eixo natural do talvegue, de forma que não houvesse perturbações no regime de escoamento bem como na direção do fluxo existente.

Diante destas limitações, optou-se por uma solução geométrica para contornar estas dificuldades. Foi concebido um emboque onde apenas uma das pistas iria ser escavada a partir de uma estaca mais avançada. Sendo assim, o emboque não seria mais simétrico, com início dos túneis em pontos diferentes.

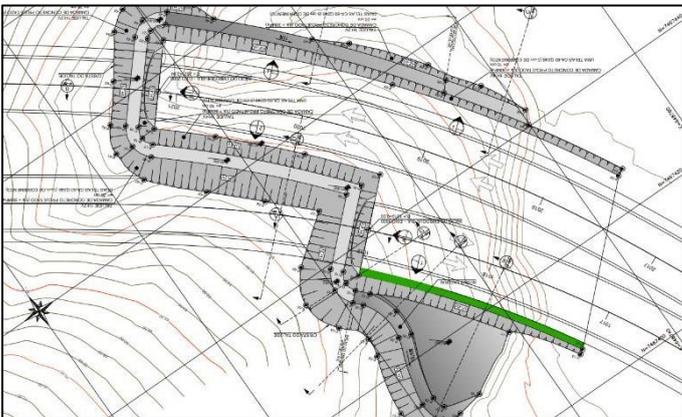


Figura 10 – Solução adotada

A figura 10 apresenta a implantação final deste emboque (planta), enquanto as figuras 11 e 12 mostram as vistas frontais de ambos os eixos de escavação (1000 e 2000, respectivamente).

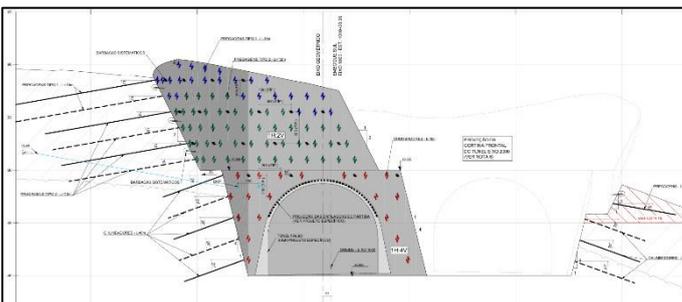


Figura 11 – Eixo 1000

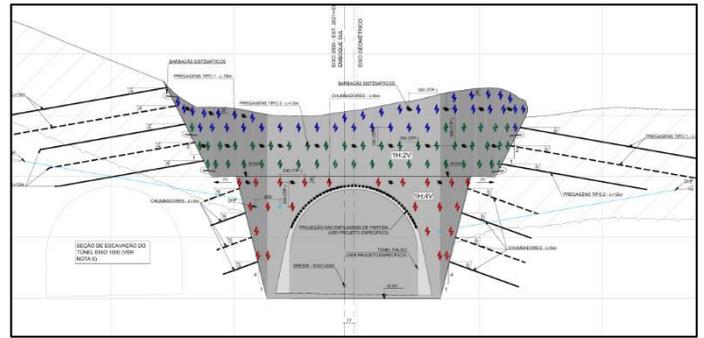


Figura 12 – Eixo 2000

O projeto foi concebido a partir das campanhas de investigação geotécnica realizadas na etapa dos projetos básico e executivo. Já haviam sido feitas sondagens mistas durante o projeto básico, porém estas informações foram complementadas por novos furos de prospecção televisados e posteriormente levantamento geofísico pelo método de eletrorresistividade.

A figura 13 apresenta a seção estratigráfica esperada para a região do emboque sul. Do ponto de vista dos tratamentos realizados nas contenções dos emboques, foi utilizada uma solução mista de chumbadores e pregagens com barra de aço. A estratigrafia local foi interpretada a partir de 3 horizontes principais, sendo uma camada de solo residual mais superficial, uma camada de transição entre rocha alterada mole e rocha alterada dura (RAM/RAD) e por fim a rocha sã (RS). Estes materiais foram modelados em todas as análises considerando o critério de resistência de Mohr-Coulomb para o solo residual e o critério de Hoek-Brown generalizado para os outros dois materiais. No caso da estabilidade dos emboques, foram realizadas análises de equilíbrio limite pelo método de Morgenstern-Price.

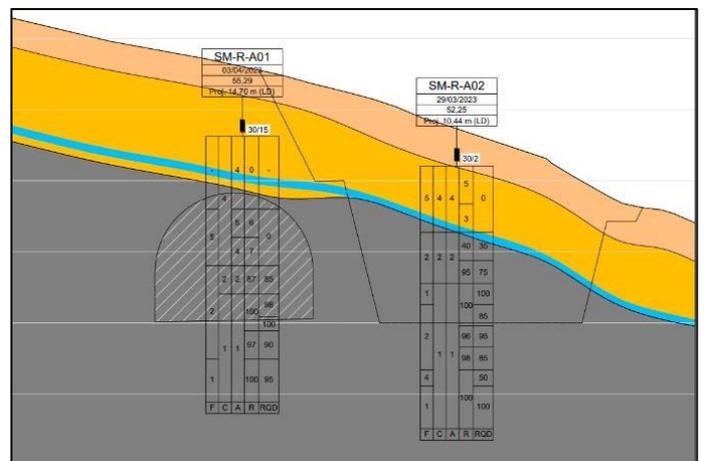


Figura 13 – Estratigrafia do emboque sul

No caso das pregagens na porção de solo residual, as tensões de adesão no contato bainha-solo foram estimadas através de critérios semiempíricos calibrados para este tipo de material. As pregagens no

solo residual variam de 18 a 12m de comprimento total, com barras de aço CA-50 e 3 fases de injeção. Nas camadas de rocha, utilizou-se malha de chumbadores curtos.

Este arranjo de pregagens e chumbadores, associados a uma geometria adequada de escavação se mostraram satisfatórios, e as escavações e estabilização do paramento ocorreram sem maiores complicações.

No caso do corpo do túnel, majoritariamente em rocha, foi utilizado o método de pesquisa de blocos potenciais de ruptura. Esta abordagem parte da coleta de dados dos planos de fratura observados a partir do televisamento dos furos de prospecção. Para cada fratura se identifica sua atitude de forma que seja possível obter estatisticamente um conjunto de famílias de fratura que seja representativa do conjunto. As famílias representativas associadas à geometria e orientação da escavação permitem realizar uma análise para determinação de possíveis blocos instáveis que sejam geometricamente admissíveis, e por fim determinar uma malha adequada de tirantes para cada classe de maciço. Evidentemente é uma abordagem que fornece uma orientação geral e deve ser validada e/ou confrontada com os dados e observações de campo, para que haja uma maior assertividade no resultado. A figura 14 indica o estereograma obtido para as 5 famílias obtidas para este maciço. A figura 16 ilustra as análises de pesquisa de bloco crítico realizadas para o maciço de classe IV.

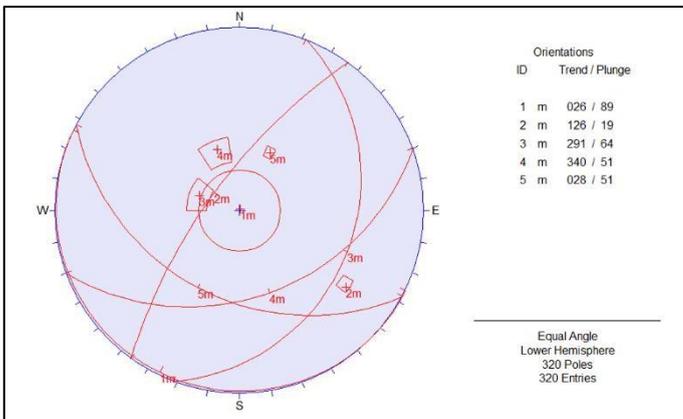


Figura 14 – Estereograma dos planos principais

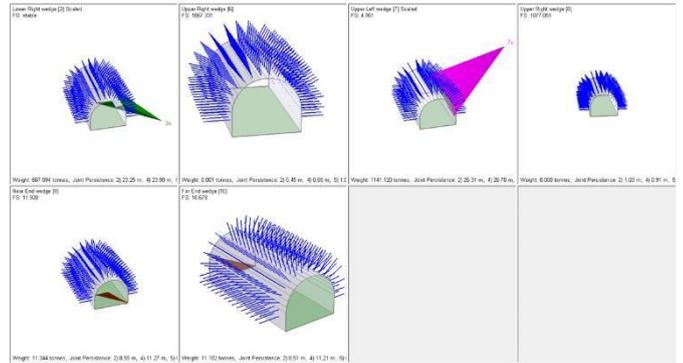


Figura 15 – Pesquisa de blocos críticos

3 INTERCORRÊNCIAS E SOLUÇÕES

A implantação da solução geométrica do emboque sul partia da premissa de que o topo rochoso estivesse próximo do perfil estratigráfico desenvolvido. Na maior parte do túnel isso ocorreu. A foto da figura 16 ilustra, por exemplo, a condição encontrada no entorno do eixo 2000 do túnel durante sua abertura, bastante condizente com a estimativa de projeto. No entanto, os metros iniciais do eixo 1000 do emboque sul apresentaram um comportamento bastante irregular do topo rochoso.



Figura 16 – Contato no eixo 2000

O material de transição junto com solo residual era encontrado em boa parte da região estruturada entre os túneis. Esperava-se a camada de transição RAD/RAM na altura da berma de equilíbrio ao longo de toda a parede lateral entre vias.



Figura 17 – Presença de solo na lateral do eixo 1000

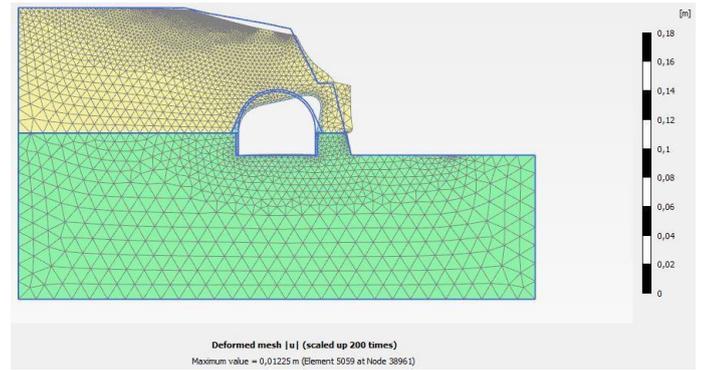


Figura 19 – Malha deformada

Ocorre que a geometria concebida para este emboque, com a parede estruturada entre as vias era estável considerando que de fato estivesse composta integralmente por material rochoso. A condição verificada por ocasião do início das escavações levou a outro cenário, onde as distorções da seção pela assimetria da cobertura se mostraram bastante elevadas.

Neste momento não era mais viável interferir na geometria ou mesmo avançar as escavações em face dos grandes volumes de material que teriam de ser movimentados, de forma que foi necessário lançar mão de uma solução estrutural. Optou-se por enfrentar os esforços que iriam se desenvolver através de um revestimento reforçado associado a um passo de escavação controlado e limitado.

Foi feita uma modelagem numérica considerando as novas condições de contorno verificadas em campo. A figura 18 indica o diagrama de momentos fletores obtidos para a nova condição, com o material rochoso limitado aproximadamente à meia seção do túnel. As figuras 19 e 20 apresentam o modelo deformado em escala exagerada para melhor visualização do padrão de distorções encontrados e o campo de deslocamentos totais no maciço.

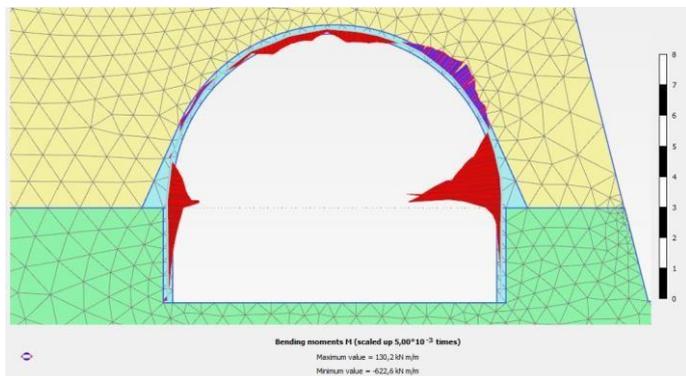


Figura 18 – Diagramas de momentos fletores

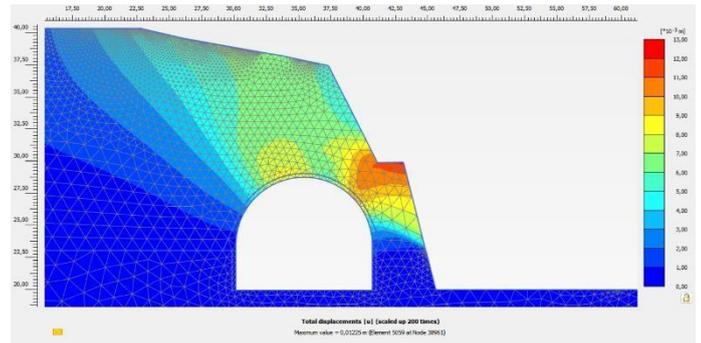


Figura 20 – Campo de deslocamentos

Trata-se de uma solução típica de seção mista (ou de transição), com a utilização de abertura de sapatas contínuas de 70 cm de base e revestimento composto por cambotas treliçadas reforçadas e telas metálicas. As cambotas treliçadas, que antes eram compostas por duas barras de 16 mm e uma de 20 mm com distância de 80 cm entre elas passaram a ter mais uma barra de 20mm soldada longitudinalmente, com espaçamento reduzido a 40 cm até que se vencesse a região desfavorável. As figuras 21 a 23 indicam o novo arranjo do revestimento utilizado.

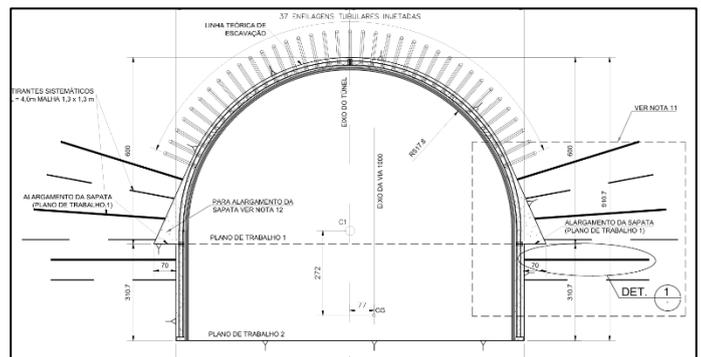


Figura 21 – Seção de abertura do emboque sul

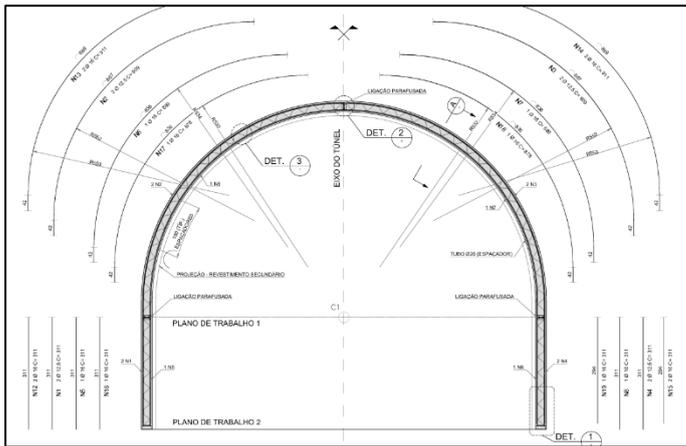


Figura 22 – Cambota treliçada reforçada

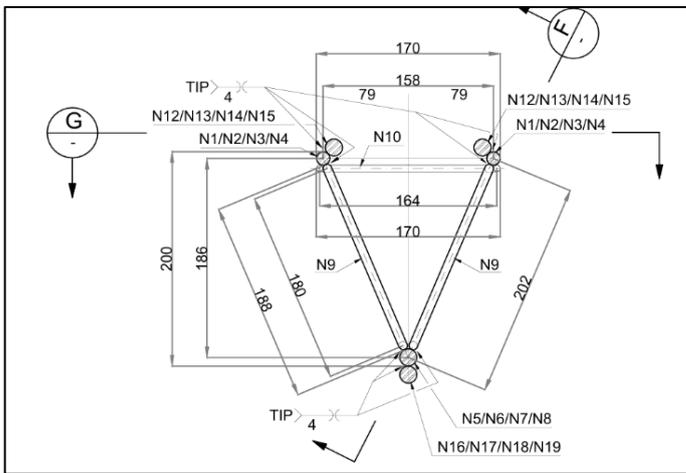


Figura 23 – Cambota treliçada reforçada

O novo revestimento reforçado, associado à uma execução eficiente permitiu a concretização deste trecho de túnel problemático de maneira segura. As fotos das figuras 24 e 25 mostram algumas etapas executivas das escavações neste trecho.



Figura 24 – Transição de material



Figura 25 – Execução do emboque sul

4 CONCLUSÃO

O processo de construção e desenvolvimento do túnel Luís Bom evidenciou a importância de uma estreita comunicação entre os profissionais em campo e aqueles no escritório de projetos. Essa integração permitiu a identificação precisa dos problemas encontrados e a adoção de soluções técnicas adequadas e satisfatórias, garantindo a segurança da obra.

Este projeto demonstra, através das metodologias empregadas, a capacidade de adaptação a condições inesperadas, como a baixa cobertura rochosa. Assim, viabilizando soluções alternativas que, a princípio, não haviam sido planejadas, mas que se mostraram eficientes, como o reforço estrutural do revestimento. O túnel Luís Bom reforça a importância dos túneis rodoviários no progresso das cidades, representando um avanço estratégico na mobilidade urbana na Zona Oeste do Rio de Janeiro.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os profissionais envolvidos em todas as etapas da obra, desde a concepção até a execução do túnel Luís Bom, cujo esforço e dedicação foram fundamentais para a execução deste projeto. Agradecemos à Prefeitura do Rio de Janeiro pela confiança na qualidade da equipe técnica.

Expressamos ainda nossa gratidão às empresas e instituições parceiras, cujas contribuições foram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

6 REFERÊNCIAS

KOLYMBAS, D. 2010. *Tunnelling and tunnel mechanics: A rational approach to tunnelling*. Berlin, Germany. Springer.

MAFFEI, C.E.M.; GONÇALVES, H.H.S. 2021. *Túneis de Baixa Cobertura: Da Teoria à Prática*. 5º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, Comitê Brasileiro de Túneis – CBT, 571-580.

MURAKAMI, Claudio Atsushi. 2001. *Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

Longest tunnel excavation with the use of only one TBM

K. Bäßler

Herrenknecht AG, Schwanau, Germany

ABSTRACT: In the north-east of the UK a new polyhalite fertilizer mine is currently being developed. The project comprises the construction of a 37km long Mineral Transport System, a conveyor belt tunnel, that will move polyhalite between a production shaft from the mine to a materials handling facility at a port. The project sets a new standard in terms of using one TBM only for the longest tunnel drive so far. The paper highlights in particular on the 5.94m-diameter TBM in use for the construction of the 37km long tunnelling section for a sustainable, environmentally friendly and efficient material transport system.

1 INTRODUCTION

Mining is usually associated with more remote parts of the world and new projects are rare, particularly in Western Europe. That is why the Woodsmith Mine project is all the more unusual as it is located and being constructed in the North York Moors National Park which is a sensitive local landscape in the north-east of England. The project area contains the largest and highest-grade resource of polyhalite worldwide. Anglo American Crop Nutrients predict that the reserves of polyhalite in this mining area should be sufficient for more than fifty years. Mineral from the deep polyhalite seam will be extracted from the reserves that lie beneath the North York Moors National Park and extend eastward underneath the North Sea. The dry mineral will be raised at the Woodsmith Mine production shaft and then be transported via the Mineral Transportation System (MTS) to the Wilton processing site on Teesside. The focus in this paper is on this ultra-long mechanized tunnel excavation for over 36kms using a 5.94m diameter single shielded hard rock TBM. Once in full operation, the mine is planned to produce up to 20 million tons per annum.

2 ULTRA-LONG TBM TUNNELLING SECTION

2.1 General Project Overview

Anglo American Crop Nutrients has proposed to extract mineral from deep polyhalite seams beneath the North York Moors National Park that also extend eastward underneath the North Sea. The polyhalite will be raised at the Woodsmith Mine production shaft and the mineral will then be transported underground via the Mineral Transport System to the Mineral Handling Facility (MHF) on the Wilton processing site near the river Tees. The MTS corridor is about 37km long and is mostly in a 4.9m wide tunnel that runs at an average depth of 250m below ground. It commences in the south from the Woodsmith Mine site, located 5.6km south of Whitby, and extends northwest to a portal located on the surface within the Sembcorp International complex at Wilton on Teesside. The MTS works include the construction of the MTS tunnel with a high-capacity conveyor belt system that is capable of transporting 20 million tons per annum of polyhalite at 7.5m/s. The almost 37kms ultra-long MTS tunnel is constructed using only one TBM for the entire tunnel length.

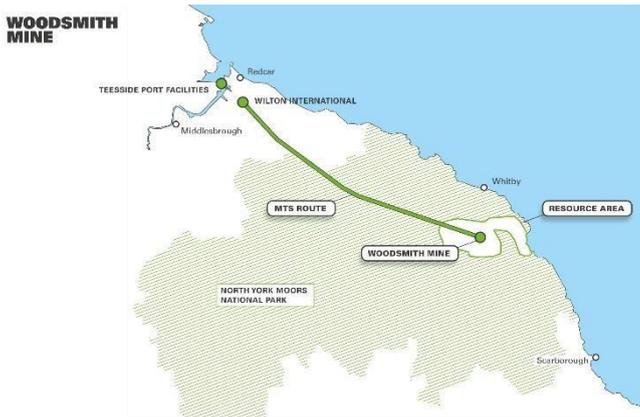


Figure 1. Mineral Transport System (MTS), a 37km long high-capacity conveyor belt system.



Figure 2. Factory acceptance of the 5.94m-diameter Single Shield TBM in Germany.

In addition to the high-capacity conveyor, the tunnel also contains a maintenance railway and services including a fiber optic cable for communications & control systems along with a power feeder from Wilton which will supply the mine.

2.2 Predicted Geological Conditions at Tunnel Level

The MTS tunnel will be excavated by TBM and alignment is located entirely in the Redcar Mudstone. This lithological unit comprises grey, fossiliferous, fissile mudstones and siltstones with occasionally thin limestone beds and argillaceous limestone. The Redcar Mudstone formations are weak to moderately strong rocks. The range of measured UCS has been established based on laboratory tests for Redcar Mudstone and range from 14.5MPa to a maximum of 180.6MPa for ironstone nodules or bands with an average UCS of about 69.6MPa. The tunnel crosses frequent faults and fault zones with the possibility of potentially higher water inflows although no water pressure is expected. The rock mass permeability is dependent of the fault extensions, fractured rock, and connection between faults and joint sets.

2.3 TBM Design for the ultra-long Tunnel Drive

The high-capacity underground MTS is a fully segmentally lined tunnel with an inner diameter of 4.9m. The lining consists of reinforced concrete segments with a ring configuration of 6+0. The tunnel is excavated by a shielded hard rock TBM to connect the Woodsmith Mine to the materials handling facility (MHF) at Wilton on Teesside. The TBM has a diameter of 5.94m and is designed according to the predicted geological conditions of Redcar Mudstone along the tunnelling section. Strabag AG was contracted to execute the construction works.

The single shielded hard rock TBM including back-up gantries has an overall length of about 252 meters. The 6m diameter drum type cutterhead, for unidirectional hard rock excavation, is equipped with 4x 17inch center disc cutters (2-ring disc cutters) and 26 single disc cutters comprising 18x face, 8x gauge cutters and 8x buckets. All excavation tools are back-loaded.

Based on the geological conditions, the TBM is designed with a nominal thrust force of 62,068KN and the machine is powered by six electric motors each of 350KW generating a total power of 2,100KW with a nominal torque of 3,281KNm.

The tunnel lining consists of 350mm thick reinforced concrete segments with an inner diameter of 4.9m. Efficient filling of the annular gap between the outside of the segmental lining and the surrounding ground is necessary to ensure the bedding of the lining and to avoid ground subsidence at the surface. The backfill material is a two-component grout comprising an A-component (cement-based grout with bentonite and a retarder/stabilizer) and a B-component, an accelerator (typically sodium silicate). The advantages of this backfill grout are quicker ring stabilization due to shorter setting times and optimized working times. The processing properties and the pumpability of the two components are not impacted by downtime or advance rate.

The TBM design includes six probe drilling ports through the shield with an inclination of 10° and one horizontal probe drilling position through the shield and cutterhead. If required, a probe drill with a bore diameter DN 100 can be mounted on the erector for probe or injection drilling. The supplies to the TBM are transported by train and the excavated muck is transported out of the tunnel by conveyor belt. The excavated material from the tunnel face is loaded onto a machine belt conveyor by the muck ring and then

taken towards the backup belt conveyor at the bridge area. The muck chute can be closed if necessary to prevent possible material inflow in unstable face conditions. The machine belt has a width of 800mm and a capacity (conveyance rate) of 740t/p/h. Then the muck is loaded onto an 800m wide tunnel belt and transported out towards the portal at Wilton.

The segment car unloading system has three unloading stations for the three-ring logistics system, each accommodating 2 stacks per ring.

The TBM back-up includes:

- a conveyor extension area to install the structure for conveyor belt extension, fiber optical cable boxes and services extension material,
- a segment quick unloading and rail unloading area (segment handling, grease barrels, rails, B-component)
- a pipe handling area for pipes storage and installation.

The quick unloading devices for segment handling are designed with a semi-automatic process for the three-ring logistics with the benefit of efficiency and improvements in time for segment handling. The segment stacks (six stacks each with 3 segments) are supplied by train to the TBM back-up where segments are unloaded by the quick unloading station before a trolley picks up the first segment stack. The segment stack is then turned by 90° on the trolley before the segment crane picks up the first segment to position it on the segment feeder. This semi-automatic process between the quick unloading station and the segment crane achieves shorter cycle times with the three-ring logistics and also has the advantage of creating a safe area for the segment transfer when the only operator is needed to control the segment handling process from a safe place.

2.4 Experiences during Tunnelling

The shielded hard rock TBM was designed and manufactured by Herrenknecht AG in Germany where the factory acceptance test took place in January 2019, after which the TBM was prepared for transport to the jobsite.



Figure 3. Loading of a barge at Kehl port facility on the Rhine for shipment beginning of February 2019.

The 5.94m-diameter TBM arrived on Teesside at AV Dawson's port facility in February 2019. On arrival, the machine was loaded onto heavy haulage trucks for the short journey to the site at Wilton. TBM assembly started in April 2019 in a shallow portal at Wilton on the Mineral Handling Facility site and TBM was ready to bore on June 1, 2019 for its very long tunnel drive.

Originally it was intended that the TBM would excavate a long tunnel section of 13.5km for the first drive toward Lockwood Beck with a TBM operation based on six days a week, 24 hours per day. The TBM completed this first section at the end of March 2021, and five months earlier than scheduled with best daily performances of 52.65 meters in 24 hours. After completion of the first tunnel drive it was decided that the TBM should continue its operation for the remaining sections (Drives 2 & 3), so that the TBM would set to bore through an overall distance of almost 37km. In September 2023 the TBM reached the 25kms milestone. The entire length of this ultra-long drive is through the Redcar Mudstone formation.

In the first sections of the tunnel, the TBM had to contend with cohesive and sticky mudstone that caused clogging of the cutterhead. Therefore, it was decided to install some Teflon plates in the cutterhead to reduce the clogging. This measure reduced the clogging behavior but could not entirely eliminate the chance to enter the cutterhead chamber during the maintenance shift for cleaning purposes.

When the machine had already completed over 13kms the opportunity was taken for machine maintenance and refurbishment. Although the first long tunnel drive was executed in favorable rock mass with little wear (disc cutter lifetime of > 4000m³/c) it was considered prudent to provide access to the cutterhead for inspection and

refurbishment before the TBM continued its drive for another 23.5km of tunnel. The refurbishment initially included the investigation of the condition of the cutterhead for the determination of possible wear, visual checks for abrasion or cracks and dye penetration tests to check for cracks. Work on the cutterhead included the refurbishment of grill bars, renewal of wear protection, replacement of hardox welding on the grizzly bars size limiters and restructuring of the gauge cutters. These refurbishment works took about two to three weeks. Apart from this special event, there were no other major incidents and TBM operation could continue smoothly for the MTS tunnel excavation.

To guarantee a continuing efficient TBM operation for the remaining 23.5km with the same TBM some of the logistics were diverted from the tunnelling portal at Wilton to the Lockwood Beck Shaft to reduce the traveling distance and time. This comprised the logistics for backfill grouting with bi-components, ventilation, cooling water but also personnel transport using an Alimak hoist.

The shaft at Lockwood Beck was drilled from the surface and a steel liner was installed. The other of the two shafts along the MTS tunnel section was constructed using similar techniques at Ladycross Plantation.

For the shaft located at Woodsmith Mine a Vertical Shaft Sinking Machine (VSM) from Herrenknecht was used to construct the foreshaft to a depth of 120m. The VSM was designed to work beneath the groundwater table having a shaft lining being fed from above. Remainder of the shaft excavation will be performed using traditional drill and blast techniques to reach the 360m level to connect to the Mineral Transport System. The main mine shafts are constructed by the shaft sinking contractor Redpath Deilmann using Herrenknecht Shaft Boring Roadheaders (SBR). The SBR delivers higher sinking rates compared to conventional drill and blast technology since the excavation and shaft lining can be carried out together. The mechanization plus automated excavation helps to achieve greater safety levels because no personnel are required to work on the bench and mechanical excavation minimizes disturbance to surrounding geology compared with drill & blast methods.

3 LESSONS LEARNED FOR TBM DESIGN DUE TO AN ULTRA-LONG TUNNEL DRIVE

In September 2023 the TBM reached the 25kms milestone that was so far the third longest TBM drive with one TBM. When finishing the entire section of almost 37kms, the TBM has executed the longest

TBM drive worldwide using a TBM manufactured in the southwest of Germany.

Advantageous for ultra-long tunnel drives is the provision of intermediate shafts such as the Lockwood Beck shaft that can be used to reduce the travel distance for some of the relevant logistics to ensure efficient support for TBM supply of consumables and personnel transport. Personnel transport into the tunnel by train already taking more than one hour towards the end of the first section. Thus, logistics for TBM supply and muck handling are most often the bottleneck in construction with increasing tunnelling distance as more trains, more personnel will be required but also passing bays for the trains, relay water pumps, etc. The intermediate shaft at Lockwood Beck was equipped with an Alimak personnel lift to enable personnel access from there instead of travelling into the tunnel from the Wilton portal.

With regards to very long tunnel drives, the experience in this project indicates that running the back-up trailers on rails would be the better alternative than using Vulkollan wheels.

There were no problems associated with wear of the cutterhead due to quite favorable geology with low abrasivity.

The semi-automatic process between the quick unloading station and the segment crane was a safe and efficient system which worked well with the three-rings logistics for a safe and efficient segment handling system that reduced the number of train movements needed in such a very long tunnel.

4 CONCLUSION

The Woodsmith Project is not only notable because it is constructed in a more unusual environment of a National Park, but the project is particularly unique because it involves the construction of an ultra-long tunnel drive of almost 37km with one TBM for the construction to house an underground conveyor belt running at an average depth of 250m below ground. This demands resilient, proven, and robust equipment. But in addition to the durability of applied technology, the logistics supply chain in combination with an experienced tunnelling team are the keys to project success.

OS AVANÇOS DA MECANIZAÇÃO DE TÚNEIS NO BRASIL

Calapodopulos, Yannis
São Paulo, Brasil

RESUMO: A mecanização de túneis no Brasil é uma história de evolução tecnológica e de superação, principalmente na adaptação às condições únicas da geologia de nosso país. Quando os primeiros “*Shields*” começaram a surgir no país na década de 70, enfrentou-se um cenário de grandes desafios. Essas máquinas, todas importadas, eram projetadas para lidar com tipos de solos que nem sempre correspondiam às nossas particularidades. Além disso, a ausência no mercado nacional de peças e componentes de reposição, aliado ao pessoal sem experiência do setor, dificultava significativamente a operação contínua dos equipamentos, muitas vezes, elevando significativamente os custos, sem contar os reflexos diretos nos cronogramas das obras. No entanto, a resiliência e a determinação dos técnicos, engenheiros e trabalhadores brasileiros envolvidos numa tecnologia embrionária sem possuírem qualquer experiência prática do setor de mecanização de túneis, elevou a engenharia brasileira a um patamar de excelência jamais visto.

1) INTRODUÇÃO:

O surgimento dos primeiros *Shields* no Brasil, na década de 70, importados de pequeno e grande diâmetros, concorreu para que algumas empresas de mecânica pesada e caldeiraria do país, viessem a se entusiasmar com a nova tecnologia recém chegada, visando a produção de peças e apoio técnico para a manutenção destes equipamentos. Esta iniciativa não teve repercussão imediata e graças à dedicação da maioria dos profissionais de projetos, geotecnia e construção civil, foi possível vencer os desafios surgidos. O exíguo prazo de aprendizagem destes profissionais, consolidou-se de forma brilhante o setor de túneis mecanizados, impulsionando a engenharia do setor a níveis internacionais.

Com muita afirmação e vultuosas cifras de investimentos de algumas empresas de construção civil brasileiras, surgiram iniciativas até mesmo para fabricar “*Shields*” genuinamente nacionais, adaptadas às especificidades das prerrogativas de projetos, sobretudo, nos setores de saneamento básico. Esses esforços, focavam não apenas reduzir a dependência do setor de túneis mecanizados às empresas estrangeiras, fundamental na época, mas principalmente, contribuir no fortalecimento da indústria nacional especializada.

Hoje, ao se fazer um paralelo com os modernos equipamentos utilizados atualmente no Brasil, verifica-se o quanto a embrionária tecnologia de mecanização de túneis da década de 70, contribuiu para a evolução alcançada nos dias de hoje.

As máquinas atuais são mais eficientes, precisas e adaptáveis, capazes de enfrentar desafios técnicos com uma facilidade incomparável, o que era impossível de se imaginar há algumas décadas. Essa evolução foi fruto de contínuas pesquisas na área da mecânica, em processos qualitativos avançados, em técnicas construtivas, na tecnologia da informação que engatinhava na época e sobretudo, na formação de profissionais qualificados.

O desenvolvimento da tecnologia realçando as mudanças de paradigmas dos anos 70 até o presente momento, criou-se um contexto de progresso entre o arcaico e o avançado, entre o passado e o presente, recrudescendo a importância dos avanços obtidos e que permanecem ainda nos dias de hoje.

As máquinas utilizadas para a execução de túneis mecanizados de qualquer espécie sofrem diversas denominações. Expressões recorrentes e pronunciadas por diversas classes do setor, como sendo *Shield*,

Tuneladora, Escudo, Tatução, TBM (Tunnel Boring Machine), Couraça Mecânica, entre outras, se entrelaçam em conflito, mas na realidade seus significados literais são todos os mesmos, ou seja, máquinas para escavação de túneis.

A implantação de túneis de grande porte no Brasil a partir do uso de couraças metálicas mecanizadas foi antecedido por um documento interno da Companhia do Metropolitano de São Paulo - Metrô em 1971 intitulado “Justificativa para a adoção do Método *Shield*” elaborado por técnicos da empresa onde diferentes aspectos foram considerados para estabelecer a devida comparação entre o método convencional denominado “*Cut and Cover*” e o método *Shield*. Ao avaliar o custo social de ambos, o Metrô considerou várias hipóteses e diferentes amplitudes de dificuldades construtivas e uma delas foi sobre os impactos ao executar um túnel sob a rua Boa Vista no centro da cidade de São Paulo. A fórmula matemática do relatório que expressava os custos dos dois métodos analisados, assinalou uma vantagem significativa sob o aspecto socioeconômico para que o Metrô adotasse em suas obras de túneis a partir daquele momento, equipamentos mecanizados disponíveis no mercado internacional. Assim, para a construção da primeira linha metroviária do país pelo método *Shield*, Linha 1 Azul, o Metrô em 1971 importou da Alemanha dois *Shields* de marca BADE e outros dois dos Estados Unidos de marca CALWELD. Marco histórico no avanço da engenharia de túneis mecanizados do país.

Na mesma ocasião da chegada das máquinas do Metrô aqui no Brasil, a Companhia de Saneamento Básico de São Paulo – SABESP, seguindo a tendência das obras de saneamento básico em curso na Inglaterra, adotou em seus novos projetos de coletores-tronco e interceptores de esgotos, o método *Shield* e juntamente com duas grandes empresas da construção civil da época, importaram em 1974 da empresa inglesa “Rees Group Ltd”, os primeiros *Shields* de pequenos diâmetros para serem utilizados em obras em São Paulo e neste mesmo ano foi lançado no país um ambicioso programa de despoluição do rio Tietê, conhecido como “Projeto Sanegran”, o qual foi o maior programa de investimentos em Saneamento Básico da América Latina.. Até então, não existia nenhuma nomenclatura que indicasse a execução de túneis de pequenos diâmetros. Convencionou-se, portanto, e se mantém até hoje, como “mini túneis” e a expressão Método Não Destrutivo (MND) foi criada pela Sabesp para nomear obras subterrâneas que fossem executadas sem a destruição do pavimento.

A fabricante inglesa Rees Group Ltd era líder mundial na fabricação de *Shields* de médio e pequenos diâmetros, sendo que sua origem industrial nasceu visando contribuir na implantação do programa de despoluição do rio Tâmsa, na cidade de Londres.

As dificuldades devido à falta de informações técnicas da tecnologia da mecanização, levaram as grandes empresas de construção civil nacional a investirem na formação de técnicos especializados enviando profissionais à países europeus que possuíam a tecnologia e verem um pouco daquilo que se fazia na época. Os principais países que detinham o “*know-how*” em tecnologia e fabricação de equipamentos eram o Japão, Alemanha, EUA, Inglaterra e Canadá. Estes se destacavam mundialmente como os bandeirantes da tecnologia embarcada.

O pioneirismo de algumas empresas brasileiras da construção civil em se integrarem ao mundo avançado do setor de túneis mecanizados, transformou o Brasil, na década de 80, numa referência na América Latina. A indústria brasileira aliada à criatividade das empresas de construção civil, foram os grandes protagonistas daquilo que presenciamos nos dias de hoje. As máquinas ultrapassadas e obsoletas sob o olhar atual, deram lugar à equipamentos sofisticados, modernos e capazes de executar túneis em quaisquer substratos ou solos inconsistentes com segurança absoluta.

Portanto, os principais fatores que culminaram no avanço tecnológico dos *Shields* mecanizados estão descritos a seguir. Ressaltamos que a maioria das imagens e informações apresentadas neste trabalho, foram obtidas através das diversas empresas do setor, bibliotecas, livros, revistas especializadas, relatórios técnicos e acervo do próprio autor.

Algumas das fotos em função do tempo, estão mais nítidas e outras não, mas entendemos que todas darão uma ideia bastante precisa dos temas aqui abordados e uma compreensão global de como a engenharia de túneis mecanizados evoluiu e se firmou nos dias de hoje como um elemento indissociável no crescimento da infraestrutura do país.

2) SHIELDS IMPORTADOS PRECURSORES

Com a chegada das máquinas de primeira geração no Brasil na década de 70, tanto aquelas que foram utilizadas pelas obras metroviárias de São Paulo, como pela Sabesp, pelas obras de construção dos coletores-tronco e interceptores de esgotos, levaram as empresas detentoras de contratos a criarem uma retaguarda robusta para a manutenção preventiva e preditiva de seus equipamentos.

O mercado na ocasião não dispunha de peças de reposição por menores que fossem e as necessárias substituições de componentes dos *Shields*, eram sempre resolvidos pelo velho, mas eficiente, “jeitinho brasileiro”.

Graças a isso e aliado ao planejamento empresarial de quem possuía os equipamentos importados, foi possível improvisar e transformar os “jurássicos *Shields*” em equipamentos eficientes e altamente produtivos.

A prioridade das empresas de construção civil da época, como a, Construtora Passarelli, Etesco S/A, Camargo Correa, Andrade Gutierrez, Cetenco S/A, entre outras que iniciavam no setor, era o de manter os equipamentos importados em condições plenas de funcionamento e isso levava as oficinas centrais das empresas a se desdobrarem porque, quando ocorria a quebra de qualquer componente e como não havia disponibilidade imediata no mercado de peças similares, as oficinas tinham que se empenhar significativamente para que pudessem repor a peça de forma rápida e segura.

Uma das primeiras intervenções exitosas que culminaram na operação das máquinas inglesas com total independência do fabricante, foram a partir da tropicalização e modernização que se podia implementar na época. Uma das primeiras modificações que resultou num excelente resultado, foi a substituição da bomba hidropneumática inglesa por uma bomba hidráulica de fabricação nacional.

A bomba inglesa era uma engenhoca confusa e desconexa para os padrões brasileiros e o seu funcionamento binário, alimentado por ar comprimido, acionava um diafragma de borracha o qual impulsionava, dentro de uma capsula de óleo hidráulico, um cilindro que por sua vez, enviava óleo sob pressão aos pistões propulsores do *Shield*, de forma lenta e gradual. Esse diafragma se desgastava facilmente, sobretudo, na presença de solos arenosos, onde partículas minúsculas penetravam pelo cabeçote de vedação da bomba inutilizando-a permanentemente. Não havia como recuperar esse diafragma de borracha e sua importação era pontual, pois não havia disponibilidade imediata pela fabricante inglesa.

A substituição desta bomba inglesa por uma nacional, mais robusta e de maior resolução, tornou o equipamento bem mais ágil, sem contar o fato de reduzir a dependência de importação de peças e sobressalentes de reposição, o que ocorria com muita frequência. Imagino que os ingleses em 1963 ao projetar o primeiro *Shield* de diâmetro de 1,20 m para ser utilizado em obras de saneamento e drenagem urbana da cidade de

Londres, não imaginariam que um dia essa máquina pudesse atravessar o oceano atlântico em direção ao Brasil.

A fabricação inicial de forma improvisada, acabou elevando as instalações das oficinas da Etesco S/A numa das mais bem montadas e produtivas de São Paulo, ao ponto de fabricar componentes estratégicos com perfeição e qualidade. Numa dessas vindas de um técnico inglês ao Brasil para acompanhar de perto suas máquinas e ao visitar as dependências da oficina central, recomendou, sob a chancela da matriz na Inglaterra, para que fossem fornecidos ao Chile que estava em tratativas com a Rees Group para importar da Inglaterra um *Shield* de frente aberta, todos os componentes que faziam parte do equipamento, tais como, caçambas de escavação, conjunto de trilhos e locomotiva, silo de pedrisco, etc. tamanha era a qualidade desses componentes aqui no Brasil e também, pela proximidade entre os dois países.

A Foto 01 é do primeiro *Shield* e o único da América Latina utilizado nas obras do coletor tronco de esgotos Rebouças da Sabesp em 1974 na cidade de São Paulo. Denominado de “mini *Shield*” sua fabricação pela Rees Group Ltd. constituiu na pioneira produção em série de equipamentos de perfuração de túneis. Os sofisticados *Shields* ingleses surgiram como sucessores do genial engenheiro britânico, Marc Isambard Brunel, que projetou e fabricou em 1824, a primeira máquina de perfuração de um túnel sob o rio Tâmsa, ligando os bairros de Wapping e Rotherhithe. Marc Brunel batizou sua “engenhoca” de *Shield*, que em inglês significa escudo.

A performance do equipamento para a engenharia do século 19 era fascinante e o equipamento se transformou numa das maiores realizações tecnológicas da Inglaterra e foi divulgado pela imprensa de Londres como uma grandiosa invenção britânica e alguns entusiastas da época afirmavam que o mundo se curvaria àquele invento e dividiram a ascensão industrial do país em duas fases distintas: antes e depois de Marc Brunel. Em uma das anotações manuscritas de um relatório de obras o qual se encontra atualmente no “*Brunel Museum Thames Tunnel*” na cidade de Londres, aponta que a produtividade máxima alcançada pelo escudo inglês, em condições normais, sem as frequentes inundações, foi de 3,0 metros em 30 dias trabalhados.

O *Shield* “*Seerflex*” de 1,20m de diâmetro da Rees Group Ltd, foi o precursor no Brasil de máquinas para escavação de túneis destinados às obras de Saneamento Básico. Constituídas por poucos recursos mecânicos,

essas máquinas de frente totalmente aberta, foram utilizadas primeiramente na execução dos coletores de esgotos do Programa de Despoluição do rio Tâmesa, na cidade de Londres. De estrutura simples, não possuíam nenhum dispositivo mecânico para o controle direcional, apenas 2 aletas laterais que, dependendo das características do solo, funcionava ou não e muitas das vezes quando perdiam o alinhamento ou o greide, a correção para trazê-lo ao eixo teórico projetado era feita pela própria escavação manual do túnel da seguinte forma: se o *Shield* estivesse desviando no sentido abaixo do greide projetado, a escavação da calota superior do mini túnel era sub escavado e a escavação na zona inferior era sobre escavado, o que induzia o *Shield* a subir ou a descer e retornar ao nível projetado. Esta analogia também era aplicada para os desvios laterais.

Todas as operações, desde a escavação até a montagem dos anéis segmentados, eram realizadas manualmente (Foto 03) e a eficiência dessas operações dependiam essencialmente da habilidade do operador. Existia uma máxima entre os trabalhadores que buscavam a promoção para se tornarem operadores de *Shields*, de que, somente galgariam à essa pretensão se durante seus trabalhos como mineradores demonstrassem agilidade, força física e tivessem uma estatura mediana.

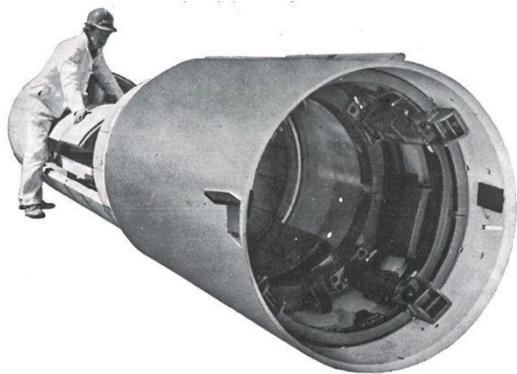


Foto 01. *Shield* inglês *Seerflex* diâmetro de 1,20m. Primeiro a ser usado no Brasil. Fonte: Importadora e Exportadora PANAMBRA S/A, 1973

O anel, Foto 02, era constituído por 3 segmentos de concreto de faces planas e sua montagem no *Shield* era feita em condições bastantes difíceis, onde o operador ficava numa posição de sacrifício para encaixar os segmentos manualmente.



Foto 02. Anel *Seerflex* diâmetro 1,20. As formas de fabricação desses anéis foram importadas da Inglaterra. Fonte: Etesco S/A

A grade de montagem dos anéis, Foto 03, era uma estrutura simples com roletes cilíndricos onde o operador empurrava cada segmento com as mãos e os apoiava com os pés para que os segmentos se encaixassem um contra os outros. O operador ficava assentado com dorso “colado” na própria chapa metálica da “saia”, nome que se popularizou para designar a câmara de montagem dos anéis.

O espaço era mínimo e não havia nenhum conforto para operador, como assento ou uma banqueta que o ajudasse a mantê-lo aliviado, além de ficar o tempo todo submetido em contato direto com as águas do lençol freático, ou com a lama que se formava ao seu redor. Mesmo assim, os abnegados operadores e trabalhadores permaneciam firme em seus postos de trabalhos, como se tudo isto fizesse parte dos protocolos de suas atribuições.



Foto 03. Montagem manual dos anéis no *Shield Seerflex*, diâmetro 1,20 m Fonte: Acervo Construtora Passarelli

Os trabalhadores de mini túneis eram conhecidos e qualificados como “mineradores” e havia por parte das construtoras, vários níveis e faixas salariais.

As escavações eram realizadas predominantemente por pás e picaretas. Posteriormente a empresa *Atlas Copco* lançou do Brasil uma linha completa de pequenos rompedores pneumáticos (*TEX-11*), os quais foram bastante utilizados nas escavações dos mini túneis (Foto 04), inclusive no desmonte de matacões ou solos muito duros.



Foto 04. Foto antológica e mostra a primeira obra no Brasil, em 1974, de um coletor-tronco da Sabesp utilizando um *Shield* mecanizado. Fonte: acervo Construtora Passarelli.

O avanço do *Shield* era muito lento e dependia de vários fatores, como a eficiência da escavação, a montagem manual do anel, a injeção sob pressão de pedrisco para o preenchimento do vazio anelar, a retirada do material escavado através de locomotiva elétrica, pesada e lenta (Foto 05), do acoplamento da tubulação metálica de pedrisco, entre tantas outras. Essas atividades se completavam, mas sempre apresentavam problemas pontuais, sem contar o fato de que a cada três ou quatro anéis montados era necessário que a equipe de topografia entrasse no interior do mini túnel para realizar a verificação do alinhamento e nivelamento dos anéis, o que interrompia a continuidade das atividades operacionais, como mostra a Foto 06. O controle do direcionamento era feito utilizando-se um aparelho de raio *Laser* o qual era incipiente na época e muito vulnerável e não possuía correção automática, levando a equipe de topografia da obra a corrigi-lo rotineiramente. Uma simples vibração provocada pelo tráfego de automóveis próxima ao poço de serviço (Shaft), ou a vibração das próprias vagonetas no interior do mini túnel eram suficientes para desalinhar o feixe de luz do aparelho *Laser*.

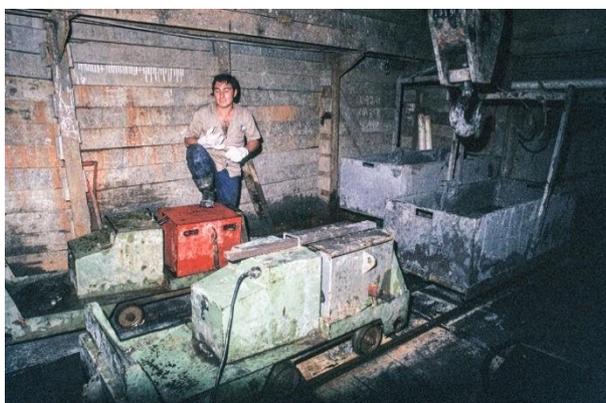


Foto 05. Locomotivas elétricas que transportavam as vagonetas de solo escavado e também levavam os segmentos de concreto para o interior do túnel.

As locomotivas inglesas utilizadas nos minis túneis eram dotadas de baterias elétricas de 9 volts e isto era um grande complicador para adaptá-las aos carregadores nacionais. Além de serem frágeis e de pouca autonomia, cerca de 3 horas apenas, em cada poço de serviço era necessário mobilizar no mínimo dois conjuntos completos de baterias para o intercambiamento entre elas (Foto 05).

Os diâmetros dos *Shields* importados tinham 1,20 m e isto fez com que a Sabesp padronizasse suas obras de coletores-tronco e interceptores de esgotos executados por Método Não Destrutivo e a partir de 1976, a maioria dos projetos de redes coletoras da Sabesp adotou esse diâmetro como “medida padrão” cujo objetivo era o de viabilizar a utilização dos *Shields* disponíveis no país.



Foto 06. Equipe de topografia realizando nivelamento e alinhamento do mini túnel, coletor-tronco 9 de julho da Sabesp em 1979. Em primeiro plano à esquerda vê-se a bomba hidropneumática inglesa. Fonte: acervo próprio do autor

3) SHIELDS DE FABRICAÇÃO NACIONAL

Em 1981 começa a surgir no Brasil os primeiros *Shields* mecanizados para saneamento básico totalmente fabricados pela indústria nacional.

A empresa Etesco S/A de São Paulo, em função da experiência adquirida com os *Shields* ingleses em suas obras, resolveu investir pesadamente na fabricação de *Shields* e seus periféricos para atender a grande demanda de obras por MND que surgiam na época em toda a região metropolitana de São Paulo. Os *Shields* projetados e fabricados pela empresa marcaram a transição da geração embrionária dos *Shields* ingleses mecânicos para a segunda geração de máquinas sofisticadas, dotadas de mecanismos hidráulicos avançados.

Os projetos dos *Shields* desenvolvidos no Brasil, foram concebidos através de uma associação econômica de interesse comum (*Joint Venture*) com a empresa canadense LOVAT a qual na época era uma das maiores fabricantes mundiais de *Shields* de grande porte e suas instalações industriais ficavam na cidade de Toronto.

As primeiras informações técnicas trazidas pelos engenheiros brasileiros durante as periódicas visitas às oficinas da Lovat, apontavam uma mudança significativa na concepção operacional em relação aos *Shields* ingleses. A frente de escavação que era totalmente aberta sem nenhuma proteção e suscetível à solos colapsáveis, foi transformada em coisa do passado.

O *Shield* fabricado no Brasil possuía um sistema de janelas hidráulicas (Foto 07) para o controle das escavações de acordo com as características geológicas e a montagem dos anéis era feita através de um braço hidráulico articulado, denominado “erector” (Foto 09). O projeto e concepção de montagem dos segmentos pré-moldados também fora totalmente modificado. O anel inglês constituído por 3 peças planas deu lugar à um anel do tipo “wedge-block” ou anel encunhado, constituído por 4 peças troncocônicas expansivas e era o que havia de mais moderno na época como revestimento com segmentos pré-moldados em túneis mecanizados.

A fabricação de um *Shield* no Brasil de frente fechada não foi uma tarefa muito fácil. Os ensaios, pesquisas, descobertas e frustrações não foram poucas. Durante dois anos ininterruptos, foram realizados dezenas de testes nas oficinas da empresa e também nas próprias obras.

Ajustes de componentes, substituição de peças, mudanças e criação de diferentes elementos hidráulicos compatíveis com a modernidade do *Shield*, mudou o paradigma de fabricação em séries com relação à fornecedores especializados.

A complexa ideia e ambição da empresa fabricar no Brasil uma máquina sem que o país possuísse tradição na área e nem de haver mercado supridor de peças e componentes específicos, foi um grande desafio. A determinação de se fabricar um *Shield* totalmente nacional e capaz de fazer frente às máquinas estrangeiras da época, elevou a Sabesp, na década de 80, à uma das mais promissoras Companhias de Saneamento Básico da América Latina. Com os *Shields* de frente fechada, surge o modelo nacional denominado LOMEC de diâmetros que variavam entre 1,20 e 3,00 m, os quais executaram inúmeras obras de esgotos e drenagem, não somente no Brasil, como também em alguns países da América do Sul.

A Foto 07 é o primeiro protótipo de um *Shield* de frente fechada fabricado no Brasil. O rolamento da cabeça de corte foi adaptado de uma escavadeira hidráulica Poclair acionado por motores hidráulicos de pistões radiais “Staffa”, o grande protagonista dos sofisticados equipamentos hidráulicos da época.

Nos primeiros *Shields*, utilizou-se rolamentos de escavadeiras hidráulicas tipo Poclair ou Caterpillar, os quais foram concebidos para serem utilizados em lugares secos, limpos e salubres, exatamente ao contrário das condições operacionais dos *Shields* e isto reduzia drasticamente a vida útil do rolamento. Em certas ocasiões a presença de solos arenosos nas escavações dos túneis, desgastava precocemente e corroía a pista dos roletes cilíndricos do rolamento. Como exemplo de caso, o rolamento do *Shield* diâmetro 1,50 m que executava o coletor-tronco do Carandirú na região da praça Campo de Bagatele, bairro de Santana, teve que ser substituído em função do precoce desgaste detectado ao inspecioná-lo, com apenas 400,00 m de túnel executado.

Os rolamentos eram todos adaptados e não existia nenhuma empresa que o fabricasse no país. Somente anos depois, uma empresa brasileira, Robrasa S/A começa produzir os primeiros rolamentos especificamente projetados para os *Shields* brasileiros.

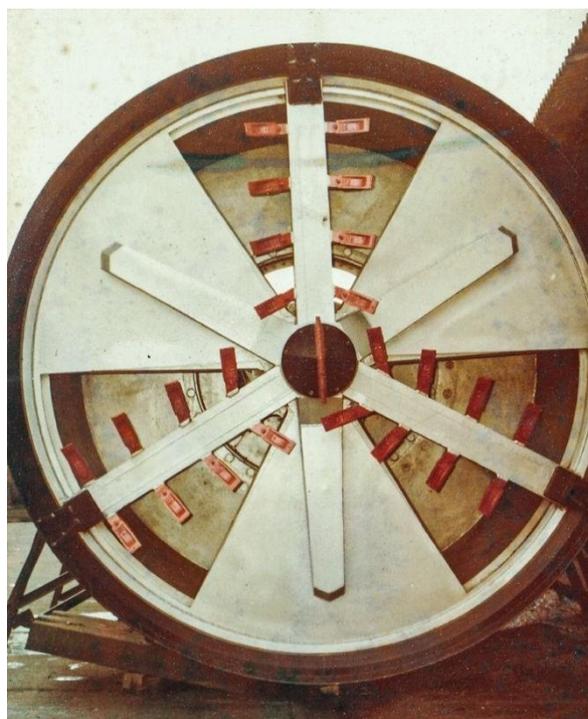


Foto 07. *Shield* Lomec diâmetro 2,00 m utilizado em 1982 na execução do Interceptor do Tamanduatéi da Sabesp localizado ao longo da margem esquerda do mesmo rio na avenida do Estado. Fonte: acervo Etesco S/A.

A Foto 08 é de um *Shield* diâmetro 1,20 m cuja escavação era toda controlada pelas aberturas das janelas hidráulicas. Como o diâmetro era muito pequeno para suportar o complexo sistema de acionamento hidráulico, além de possuírem pesados motores hidráulicos, como também motores elétricos, comandos hidráulicos, esteira transportadora, bombas de graxa e as inúmeras mangueiras espalhadas por todos os cantos da máquina, como se vê na foto, sobrava muito pouco espaço para o operador, o qual ficava numa

posição desconfortável, mas era a única opção, sem contar o forte calor emanado pelos componentes de acionamentos hidráulicos.

A Foto 09 se completa com a Foto 07, e é de um *Shield* diâmetro 2,00 m e mostra o seu interior.

Em primeiro plano vê-se o eretor hidráulico para montagem dos anéis. Este *Shield* executou cerca de 6.500,00 m de Interceptor de esgotos na bacia do Tamandateí, ao longo da margem esquerda da avenida de mesmo nome.



Foto 08. *Shield* “Lomec” diâmetro 1,20 utilizado na execução do coletor-tronco secundário da bacia do Tamandateí em 1983.

Fonte: Acervo próprio do autor.

O solo predominante da região era constituído por argila rija, bastante consistente, popularmente conhecida como “taguá” e isso proporcionou uma performance de produtividade extraordinária, chegando a colocar 29 anéis em um único dia, totalizando 23,20 m de extensão de túnel, o que na época, em 1982, foi um recorde histórico, digno de publicação em uma revista especializada detalhando os dados e características das obras do Interceptor de esgotos da Sabesp.

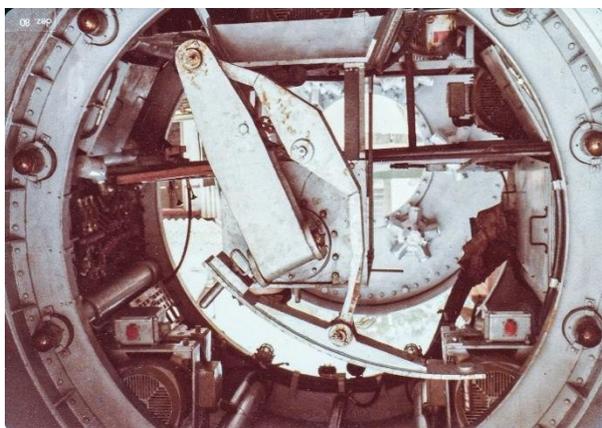


Foto 09. Interior do *Shield* de 2,00 m vendo em primeiro plano o eretor de colocação dos anéis. Fonte: acervo Etesco S/A

A robustez do equipamento brasileiro coroava um trabalho de uma equipe de profissionais que sempre buscou, desde a concepção da filosofia de se construir

no país um *Shield* autônomo, a excelência como base efetiva dos desafios enfrentados.

A Foto 10, mostra a fabricação de um *Shield* de 3,00 m de diâmetro, o qual foi utilizado na execução de 1.200 metros de drenagem na bacia do Cassandoca, ao longo da rua da Mooca em São Paulo e sua execução foi bastante complexa devido ao pequeno recobrimento do túnel em relação à superfície, cerca de apenas 3,00 m.



Foto 10. Fabricação do *Shield* Lomec de 3,00 m de diâmetro. Fonte: acervo próprio do autor.

No percurso completo do túnel de drenagem da rua da Mooca, foram implementados tratamentos criteriosos de consolidação de solo através de injeções de sílica-gel, injeções de cimento, estacas de brita e rebaixamento do lençol freático através de bicos ejetores.

O solo predominantemente formado por sedimentos arenosos e argila orgânica muito mole, foram os grandes vilões das obras. Região antiga da cidade, foi necessário realizar reforços nas fundações de várias casas, como também o escoramento de algumas edificações lindeiras. Obra da Prefeitura municipal de São Paulo, foi construída em 1983 com total segurança aos moradores lindeiros e pleno êxito à utilização do primeiro *Shield* brasileiro mecanizado de 3,00 metros de diâmetro.

4) ANÉIS EXPANSIVOS

A substituição dos antigos anéis *Seerflex* de 3 segmentos pelos modernos anéis Lomec de 4 segmentos expansivos (Foto 11), foi sem dúvida um ponto de inflexão entre o sistema de montagem manual e o mecânico e este avanço, sob o ponto de vista da eficiência e rapidez de montagem, trouxe inúmeros benefícios, concorrendo com um aumento expressivo das produtividades de obras de mini túneis.

Contudo, trouxe também muitas incertezas e dúvidas quanto às constantes fissuras que surgiam ao longo de sua aplicabilidade, entre os anos de 1983 e 1998.



Foto 11. Mini túnel com anéis expansivos, diâmetro 1,50 m. Obra coletor-tronco do Carandirú. Fonte: acervo do autor.

Os anéis projetados com quatro segmentos “troncocônicos” com o 0,80 m de largura funcionavam como uma “cunha” onde o último segmento montado pelo eretor do *Shield* expandia-se contra os demais, definindo-se assim, a geometria circular do anel. Este sistema expansivo eliminou o espaço remanescente entre a geratriz externa do anel e a face interna da câmara de montagem, conhecido como vazio anelar, abolindo totalmente a injeção de preenchimento deste vazio. Na teoria, este vazio passou a inexistir devido a expansão radial dos segmentos, os quais “alargavam-se” e ocupavam integralmente o espaço de montagem do anel.

No entanto, durante sua existência, os anéis expansivos apresentaram sucessivos casos de fissuras e trincas em diversas regiões dos segmentos. Notadamente, era bastante controverso os agentes causadores defendidos por técnicos e especialistas da época.

O campeonato sistêmico de opiniões controversas e antagônicas desconectadas e palpites sem nenhum embasamento técnico ocorria frequentemente, tanto pelas empresas construtoras como pela Sabesp.

Não obstante a isso, foi contratado pela Etesco S/A um consultor especializado em projetos estruturais de revestimentos de túneis mecanizados na tentativa de se obter as reais intercorrências para compor as medidas e ações mitigadoras objetivando solucionar definitivamente os problemas das fissuras dos

segmentos. Foram realizados inúmeros testes e procedimentos práticos em campo, em laboratórios e em institutos especializados em resistência dos materiais da cidade de São Paulo.

Uma das hipóteses que mais se aproximou, era de que o segmento ao ser expandido pelos cilindros hidráulicos de propulsão do *Shield*, recebia uma tensão lateral de compressão muito além de sua capacidade nominal de resistência, pois para expandir o segmento tinha que deslocá-lo contra a parede da saia metálica que se encontrava comprimida pela carga do solo circundante, o que levava o segmento a absorver uma tensão descomunal para se “dilatar” e as fissuras (Foto 12) somente eram observadas à olho nu quando o *Shield* voltava a escavar e o anel saísse integralmente para fora da câmara de montagem, ou seja, quando o anel se relaxava da tensão submetida. As fissuras ocorriam de forma aleatória e isto era o grande calcanhar de Aquiles, pois não era possível fixar parâmetros e linhas de opiniões claras que pudessem levar às verdadeiras razões.

Foram adotadas várias incursões e tentativas no sentido de minimizar essas fissuras, mas mesmo assim, elas continuavam e durante os anos de utilização dos anéis expansivos os problemas não cessaram e acabou conspurcando contra o próprio sistema de anéis modernos utilizados na construção de mini túneis.

Diante da insolúvel situação a Sabesp impôs de forma irreversível, condições para que as novas obras fossem realizadas com uso de tecnologias alternativas aos anéis segmentados, proibindo a sua utilização em obras de MND ou de qualquer outro tipo de segmento.



Foto 12. Embora os segmentos eram dotados de indutores de tensões, como se vê acima da fissura desta foto, nem sempre ocorriam neles. Fonte: Relatório Técnico elaborado pelo engenheiro Arsênio Negro Junior

A decisão da Sabesp reverberou-se para outros Órgãos Públicos de Saneamento brasileiro, como a Companhia de Águas e Esgotos da cidade do Rio de Janeiro – CEDAE, entre outras.

Nasce, portanto no Brasil em 1999, o sistema “*PIPE JACKING*” de execução de mini túneis em substituição aos anéis segmentados, que consiste na cravação hidráulica de tubos monolíticos de concreto de alta resistência, com diâmetros variando entre 0,60 m e 2,50 m. As características universais alcançadas pela metodologia *Pipe Jacking*, asseguram aspectos fundamentais em obras de esgoto: estanqueidade total e baixa rugosidade (coeficiente de atrito) da superfície interna dos tubos, vindo a ocupar definitivamente o espaço dos bravos e heroicos anéis segmentados.

5) GERAÇÃO DE SHIELDS PIPE JACKING

A Foto 13 é do primeiro *Shield* no Brasil modelo *Pipe Jacking*, diâmetro 2,0 m e foi importado do Japão em 1998 pela Construtora Passarelli S/A para executar os coletores de esgotos do Sistema Alegria, da Companhia Estadual de Águas e Esgotos da cidade do Rio de Janeiro – CEDAE.

Fabricado pela japonesa “*ISEKI POLY-TECH INC*” foi uma das primeiras experiências no país a utilizar em obras de saneamento básico a tecnologia *Pipe Jacking* ou cravação hidráulica de tubos (Foto 14) em substituição aos antigos anéis segmentados.

O *Shield* da Foto 13 é do tipo *EPB (Earth Pressure Balance)* e suas características tecnológicas estão descritas no capítulo 7 e foi utilizado em diversas condições geológicas, como solos de alteração de rocha, argilas moles saturadas, areia pedregulhos, enfim. O solo escavado é triturado e misturado com a lama estabilizante (bentonita) e bombeado para fora.



Foto 13. *Shield Pipe Jacking* japonês utilizado nas obras da CEDAE no Rio de Janeiro. Fonte: Construtora Passarelli

A lama (*slurry*) é transportada por tubulação até os reservatórios da central de reciclagem junto ao Poço de Serviço e separada por decantação e o líquido remanescente é filtrado e reutilizado novamente.

Os tubos (Foto 15) são dotados de anéis metálicos incorporados ao próprio concreto (em cor verde) e a vedação entre este anel e o tubo de concreto é feita por

um “*o-ring*” de borracha (elastômero) o qual se encaixa sob pressão, tornando uma junta elástica e hermética, tal qual os tubos metálicos utilizados em tubulações de altas pressões.



Foto 14. Tubo cravado a partir de 04 cilindros hidráulicos telescópicos. Fonte: Construtora Passarelli S/A.

As operações como cravação do tubo (Foto 14), injeção de lama estabilizante, controle do direcionamento do *Shield* e demais manobras, são realizadas remotamente através de um painel de controle eletrônico instalado numa cabine que recebe imagens das câmeras posicionadas em pontos estratégicos, tanto no *Shield* como no túnel.

Em extensões muito elevadas acima de 250,00 m, são introduzidos no mini túnel juntamente com os tubos de concreto, tubos metálicos de igual diâmetro denominadas “estações hidráulicas intermediárias” (Foto 16) a qual auxilia a unidade central de cravação hidráulica a vencer o atrito lateral provocada pelo solo plastificado sobre eles e o peso próprio da linha de tubos.



Foto 15. Tubo PJ diâmetro 2,00 m onde se vê a chapa metálica (em verde) incorporada no próprio concreto. Fonte: acervo próprio do autor

A estação intermediária consiste num conjunto de pequenos cilindros hidráulicos distribuídos simetricamente numa carcaça metálica ou anel metálico e fica entre os dois tubos de concreto e são acionados

hidraulicamente empurrando o conjunto de tubos à sua frente, apoiado aos tubos à sua traseira. Desta forma é possível vencer grandes extensões lineares mobilizando-se no mesmo túnel várias outras estações intermediárias.

Como protocolo de segurança, a cada 250,00 m de túnel, deve ser instalada uma estação intermediária mesmo que não seja necessário acioná-la.



Foto 16. Estação intermediária em tubulação de 2,00 m de diâmetro. O conjunto de pequenos cilindros hidráulicos são acionados simultaneamente e não sobressaem ao diâmetro interno do tubo. Fonte: Group *Cogeis Ingegneria* (Itália).

O *Pipe Jacking* System teve origem em meados do século XX, em resposta à necessidade de construir túneis com mínimas interferências na superfície. Desde o seu surgimento, o método destacou-se por permitir a instalação de tubos de concreto, aço ou outros materiais resistentes, utilizando-se pressão hidráulica para empurrar os tubos sob o solo escavado. A introdução de sistemas de monitoramento e orientação modernos, como os atuais aparelhos de raio *Laser*, consolidou-se como uma das técnicas mais confiáveis na construção de túneis de médio diâmetro. O método é eficaz em uma ampla gama de variações geológicas, desde os solos não coesivos ou rocha sã, graças à combinação de diferentes ferramentas de escavação das cabeças de corte (Foto 17).

Ao reduzir a necessidade de transporte por caminhões convencionais do material escavado em longas distancias evidentemente substituído pelo processo de reciclagem da lama, o método *Pipe Jacking* se tornou coadjuvante na política de redução de emissões de carbono associado às obras de construção civil. Além disso, a execução com estes modernos equipamentos garante maior segurança aos trabalhadores, distante das condições insalubres do passado.

O surgimento do método *Pipe Jacking* modificou a forma como projetamos e como executamos obras subterrâneas.



Foto 17. *Shield Pipe Jacking*, modelo AVN *Herrenknecht* diâmetro 1,80 m utilizado nas obras do ITi-7 em 2018. Fonte: Telar Engenharia

À medida que as cidades continuam a crescer e as demandas por soluções sustentáveis aumentam, espera-se que esta metodologia evolua ainda mais, incorporando avanços tecnológicos como a Inteligência Artificial (IA) e automação robótica para alcançar níveis ainda maiores de eficiência e precisão. O *Pipe Jacking* System não é apenas um método de construção, mas uma prova do engenho humano em superar desafios técnicos de forma sustentável e inovadora. Ele continuará sendo um pilar da engenharia de túneis, moldando o futuro das cidades de maneira silenciosa, mas profundamente impactante.

6) SHIELDS DO METRÔ DE SÃO PAULO

Em 1968, o Escritório Técnico J.C. de Figueiredo Ferraz, elaborou para a Companhia do Metropolitano de São Paulo, na época empresa municipal, um completo estudo de viabilidade para a execução dos túneis metroviários da cidade de São Paulo, utilizando-se couraças mecanizadas.

O relatório fazia uma abordagem sobre os métodos executivos na década de 60 empregados no Japão na construção do sistema de transporte metroviário da cidade de Tóquio.

Os estudos foram consolidados pelas visitas de técnicos brasileiros até aquele país e concluíram que o método de escavação por *Shield* apresentava inúmeras vantagens sobre os processos construtivos tradicionais, como o método mineiro, que anos depois surgiu como “*NATM*” (*New Austrian Tunneling Method*) se firmando até os dias de hoje e também pelo método “*Cut and Cover*”, um dos proeminentes métodos de construção de metrô do passado. Diante do contundente relatório técnico a favor da introdução de *Shields* para a execução das obras metroviárias de São Paulo, a Companhia do Metropolitano decide importar em 1972 quatro máquinas das mais modernas da época: dois de

fabricação alemã, de marca BADE e outros dois dos EUA de marca CALWELD, todos com diâmetros internos de 5,50 m, tornando-se a primeira empresa metroviária da América Latina a empregar em suas obras *Shields* mecanizados.

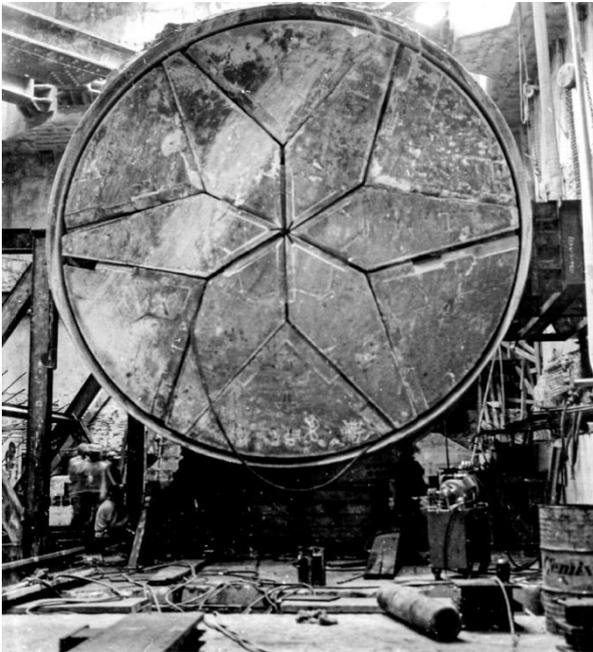


Foto 18. *Shield BADE* de origem alemã, utilizada nas obras do Metrô, foi a precursora na América Latina. Foto de 1974. Fonte: Biblioteca Neli Siqueira (Metrô)

As primeiras escavações na cidade de São Paulo ocorreram sob o lençol freático e exigiu a aplicação da tecnologia iniciante em túneis do Metrô, muito eficiente e que já se utilizava em outros países, que foi a pressurização com ar comprimido.

As máquinas americanas foram utilizadas para as escavações do trecho central da Linha 1 Azul a partir do poço de serviço Prestes Maia na avenida Senador Queiroz em direção à Estação Luz. As máquinas alemãs (Foto 18) partiram do poço Prestes Maia em direção à Estação São Bento, onde foram arrastadas para prosseguirem com as escavações sob o leito da rua Boa Vista em direção à Estação Sé.

A Foto 19 mostra o *Shield* chegando ao Poço da praça da Sé. A Foto 20 é o local do Poço de Serviço.

Diante da pequena largura da rua Boa Vista, menos de 14 m entre as edificações de ambos os lados e da proximidade do túnel às fundações dos edifícios, a execução dos túneis ocorreu de forma sobreposta, com espaçamento entre as geratrizes externas em cerca de 4,00 m o que foi um grande desafio em manter os túneis estáveis sem que houvesse deformações ou recalques nas proximidades das obras.

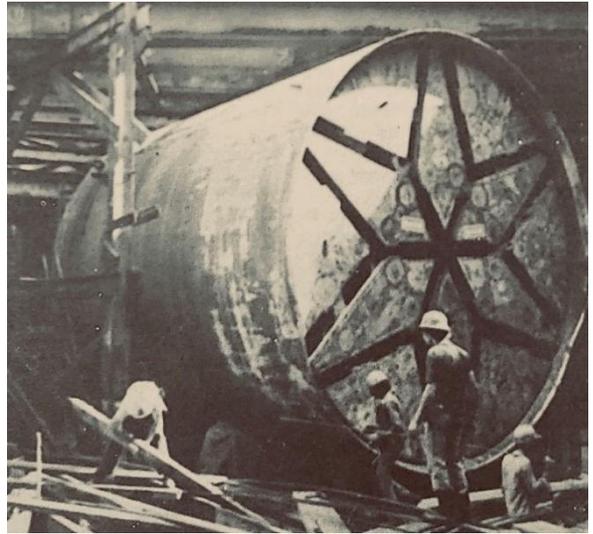


Foto 19. *Shield* desembarcando no Poço de Serviço da Estação Sé. Fonte: Biblioteca Neli Siqueira (Metrô)

As ações na época eram muito rápidas e havia um compromisso recíproco entre as empresas construtoras e a Companhia do Metrô no sentido de levarem para o campo a melhor técnica possível para superar os inúmeros obstáculos enfrentados por uma tecnologia pouco conhecida entre técnicos e engenheiros brasileiros. A execução das obras da rua Boa Vista foi precedida por um relatório técnico elaborado em 1971 denominado “*Evaluation of the effects of the excavations on surrounding buildings. Decision criteria relating on treatments of buildings or soil*”, o qual estabelecia parâmetros construtivos contundentes e orientações sobre tratamentos, reforços e serviços geotécnicos que deveriam ser postos em práticas, alguns ainda desconhecidos, mas cujo propósito principal era o de assegurar segurança efetiva aos trabalhadores e estabelecer a absoluta integridade às edificações da rua Boa Vista, no centro histórico da cidade de São Paulo.

Ato seguinte ao relatório, a obra providenciou e implantou um verdadeiro aparato de serviços especializados para o melhoramento das frágeis condições geológicas locais, desde injeções químicas de estabilização de solo moles (sílica-gel), controles de recalques, reforços de fundações, escoramento das edificações lindeiras, etc. Naquela época ainda não existia tecnologias de consolidação de solos moles como colunas de “*Jet Grouting*” e tudo foi feito com muito critério e cuidado e tudo foi acompanhado de perto pelos engenheiros, técnicos e consultores especializados. O recalque superficial medido durante as escavações dos túneis ficou abaixo de 25 mm, resultado extraordinário que coroava o ineditismo tecnológico da época e a perseverança técnica da Companhia do Metrô.



Foto 20. Praça da Sé, onde localizava-se o Poço de Serviço de mesmo nome. Biblioteca Neli Siqueira (Metrô)

Os *Shields* alemães como os americanos, possuíam poucos recursos e eram limitados com relação à escavação em solos moles e suas produtividades eram baixas, mas mesmo assim, foram escavados no período de 1973 a 1974, 1.200 m na Linha 1 azul e 2.680 m na Linha 2 Verde no período de 1975 a 1977, produções relevantes se comparadas aos demais países europeus que debutavam no setor metroviário com uso de equipamentos similares.

Inicialmente o revestimento dos túneis era de ferro fundido (Foto 21) e sua montagem era feita de forma bastante rudimentar. Como as máquinas não possuíam dispositivos para conter ou minimizar os efeitos de percolação de água do lençol freático para o interior do túnel, o que concorria no surgimento de recalques superficiais, adotou-se como meio de estabilizar o maciço, a pressurização do túnel por ar comprimido, técnica bastante utilizada nos anos 60, 70 e 80. O princípio da pressurização de túneis é análogo ao processo de trabalhadores submetidos às atividades de mergulho em grandes profundidades. A exposição hiperbárica do trabalhador obedecia a três fatores importantes para o perfeito entendimento da dinâmica da compressão e decompressão sobre o corpo humano: a pressão de compressão sobre o trabalhador; o período de exposição à pressão hiperbárica e o período de decompressão do trabalhador. Como sabido, o homem está adaptado para viver dentro de uma faixa de pressão atmosférica normal, embora em grandes altitudes, como nas montanhas, a pressão baixa pode prejudicar o suprimento de oxigênio na maioria dos casos,

sobretudo, em cidades acima de 2 ou 3 mil metros acima do mar.

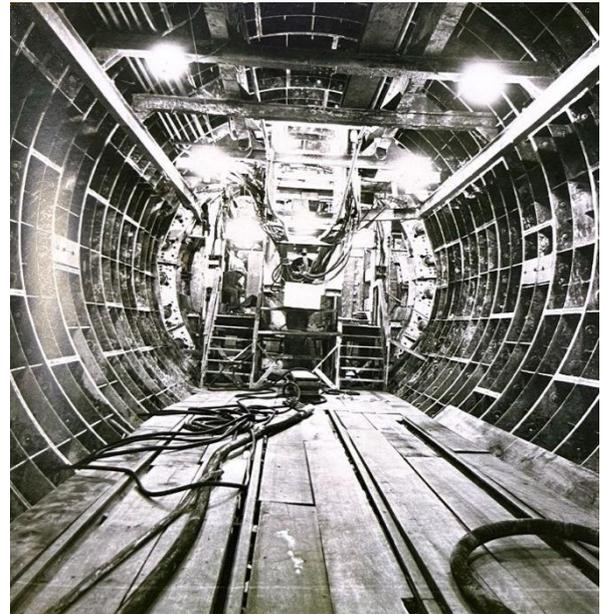


Foto 21. *Shield Bate* e o revestimento em anéis de ferro fundido, utilizado inicialmente nas obras da Linha 1 do Metrô. Fonte: Biblioteca Neli Siqueira (Metrô)

A Foto 22 mostra os trabalhadores das obras da Linha 1 azul no momento exato quando estavam sendo submetidos à compressão para irem trabalhar no túnel. As atividades hiperbáricas faziam parte de um protocolo universal onde os trabalhadores eram previamente avaliados pela medicina ocupacional da obra e submetidos à exames clínicos rotineiros para identificar a sua real capacidade respiratória e condições físicas gerais.

No caso de intercorrências com doenças descompressivas, como barotrauma que é uma síndrome ocasionada pela dificuldade de manter o equilíbrio de pressões no interior do organismo, o trabalhador era levado até à eclusa hiperbárica externa, localizada no canteiro central da obra para se submeter ao tratamento de restabelecimento de suas condições físicas e a eliminação gradual do nitrogênio residual incorporado ao corpo durante a fase da pressurização hiperbárica na eclusa de trabalho interna localizada no túnel. O protocolo consistia em submeter novamente o trabalhador à compressão e em seguida, descomprimi-lo de acordo com os tempos estabelecidos e fixados durante o processo de avaliação clínica e dos sintomas apresentados.



Foto 22. Eclusa hiperbárica onde os trabalhadores eram submetidos à compressão barométrica. Fonte: Dr. Ivan Jorge Ribeiro.

Os casos de barotrauma que ocorreram entre alguns trabalhadores da Linha 1 e Linha 2 submetidos à compressão foi que alguns trabalhadores ansiosos em sair rapidamente da eclusa sem se preocupar em cumprir o tempo mínimo fixado para a descompressão, desobedeciam aos protocolos de segurança e abriam à revelia a porta ou escotilha da câmara hiperbárica e saíam para fora, sem saber os males que isto representava ao seu organismo.

Era uma atitude irresponsável de alguns trabalhadores, mas que infelizmente ocorria.



Foto 23. Painel de controle das eclusas inferiores (de trabalho) e superior (pessoal), no túnel. Fonte: Dr. Ivan Jorge Ribeiro

Na Foto 23 mostra o técnico de operação da eclusa hiperbárica instalada no túnel da Linha 1 controlando as pressões e o tempo de exposição dos trabalhadores, bem como da eclusa de serviço.

A eclusa dos trabalhadores era independente e ficava sobreposta à eclusa de serviço pela qual entrava e saía os vagões e locomotivas que transportavam solo escavado e demais materiais de uso contínuo no túnel, como segmentos dos anéis, peças de reposição, etc.

Os desafios superados na execução das Linhas 1 e 2 do metrô de São Paulo através do uso de *Shields* mecanizados sob pressão barométrica, foram destaques em revistas especializadas da época e o Brasil tornou-se referência entre os países desenvolvidos que se utilizavam também a mecanização de seus túneis metroviários.

Em 1978, pela primeira vez, os anéis metálicos dos túneis aplicados até então pelos *Shields* importados, foram substituídos por anéis de concreto, de tecnologia inteiramente nacional, mais baratos e produzidos no próprio canteiro da obra.

Os *Shields* Bade e Calweld operaram até os anos 90 e de lá em diante até 2007, quando iniciou-se as obras da Linha 4 amarela com uso de um *Shield EPB* os demais túneis do Metrô foram construídos por tecnologias convencionais, como *NATM*, elevados ou *Cut and Cover* (trincheiras), abolindo a continuidade da tecnologia de túneis com *Shields* mecanizados.

Somente no ano de 2001, o Metrô de São Paulo promove a primeira licitação internacional, Linha 4 amarela, exigindo que as empresas ou consórcios participantes apresentassem em suas propostas técnicas a metodologia de execução dos túneis previstos através do uso de *Shields EPBs*. Era uma condição “*sine qua non*” para participar do pleito licitatório e, portanto, a maioria das empresas de construção civil do país, tiveram que se associar às empresas estrangeiras, pois não havia nenhum precedente de empresas nacionais que possuíssem acervos técnicos de obras similares realizadas no Brasil com o uso de *Shields EPBs* de diâmetros compatíveis aos fixados pelo Edital de licitação.

Um fato interessante, foi de que algumas empresas estrangeiras que vieram participar da licitação aqui no Brasil, principalmente as empresas espanholas, utilizaram pela primeira vez no Brasil uma terminologia nova para designar o uso de equipamentos mecanizados do tipo *EPBs*, ou seja, “*Tuneladora*” expressão que logo se disseminou pelo setor e hoje utilizada com frequência entre empresas, técnicos e engenheiros.

Embora surgido na década de 90 na Alemanha o *Shield EPB* (*Earth Pressure Balance*) somente chegou ao Brasil em 2006 para executar os túneis da Linha 4. O primeiro trecho que partiu do Poço Faria Lima no sentido do poço de ventilação na rua João Teodoro, iniciou-se apenas em 2007.

Fabricado pela indústria alemã *Herrenknecht AG* o *Shield* da Foto 24 foi importado pelo consórcio construtor vencedor da licitação da Linha 4 amarela. Máquina de última geração possuía componentes

altamente sofisticados. A pressurização que era uma técnica de contenção de solos moles através do ar comprimido adotado nos *Shields* mecanizados Bade e Calweld, onde o trabalhador era submetido a elevadas pressões atmosféricas, hoje, a teoria da pressurização dos atuais os *Shields* é aplicada somente na pressurização e tão somente entre a cabeça de corte e o solo, bem distante do sistema de compressão da década de 70 onde o túnel como um todo era pressurizado.



Foto 25. Chegada do *Shield* no poço de serviço da Estação Fradique Coutinho, Linha 4 amarela em 2007. Fonte: *Herrenknecht do Brasil* (Eng. Edson Peev)



Foto 24. *Shield* alemão *Herrenknecht*, diâmetro 9,46 m utilizado nas obras da Linha 4 amarela do Metrô. Fonte: *Herrenknecht do Brasil* (Eng. Edson Peev).

Os *Shields EPBs* vêm numa crescente evolução desde a sua origem na Europa nos anos 80 e foram projetados para operarem em uma ampla gama de alternâncias e de complexos fatores geológicos. Controlam automaticamente a pressão na frente de escavação, o que minimiza os riscos de colapso do solo, fatores cruciais em áreas urbanas densamente povoadas. O abrandamento dos efeitos indutores de recalques superficiais, comum nas máquinas de gerações anteriores, ocupam hoje um lugar de destaque no cenário de obras em grandes centros urbanos. São dotados de sistemas automatizados sofisticados e todas as operações são controladas eletronicamente com altíssimo grau de acerto em relação aos parâmetros fixados pelos projetos executivos, tornando-a segura e longe das insalubridades em que os trabalhadores eram submetidos antigamente.

7) SHIELDS DE ULTIMA GERAÇÃO

Os *Shields EPB* (*Earth Pressure Balance*) dos dias de hoje, representam uma evolução significativa em comparação aos modelos da década de 1990 (Foto 24). Uma das principais mudanças foi a eliminação dos segmentos pré-moldado tipo "invert" pelo uso de modernos *MSVs* (*Multi-Service Vehicles*).

O segmento "invert" era uma das peças do anel e servia como base para a instalação dos trilhos por onde trafegavam locomotivas, vagões de transporte de solo, segmentos e transporte dos próprios trabalhadores. Embora eficiente para a época, apresentava algumas limitações, como a complexa instalação de aparelhos de mudança de vias (AMVs) e exigia uma manutenção preventiva rígida. Além de usar trilhos ferroviários caros e de difíceis manuseios representando uma parcela importante sobre os custos operacionais.

A mudança para os *MSVs*, transformou a logística de transporte de materiais, anéis, pessoal, entre outros, para o interior do túnel de forma eficaz e rápida. Os modernos veículos multifuncionais são seguros e têm alta capacidade de carga, suspensão independente que se adapta em qualquer tipo de superfície e conseguem fazer curvas de pequenos raios. São dotados de sensores e a proximidade de objetos, por menores que sejam, são identificados através dos monitores que se encontram na cabine do motorista. Possui o sistema "Safety halo" que permite ativar o modo de emergência, caso ocorra algo com o operador. Possui também a tecnologia "Start & Stop system" que permite desligar o motor do veículo automaticamente quando ele está parado.

Os atuais *Shields* modernos, como o da Foto 26 fabricado pela chinesa CRCHI (*China Railway Construction Heavy Industry*), utiliza os *MSVs* há alguns anos e o mesmo vem se firmando no mercado internacional de forma irreversível. Além das inúmeras vantagens dos *MSVs*, é possível executar operações de diferentes naturezas de forma simultânea, reduzindo significativamente os tempos de cada ciclo de atividades correlatas, aumentando a flexibilidade dos

transportes, além de simplificar o planejamento logístico da obra.

Outro avanço notável nos *EPBs* atuais (Foto 26) é a automação e integração dos sistemas de monitoramento eletrônico utilizando a Inteligência Artificial (IA). Sensores avançados e softwares de gestão, permitem controlar com precisão a pressão na frente de escavação, o avanço do *Shield*, o posicionamento dos anéis e até o nível de desgaste dos discos de corte através de sensores que enviam sinais para a central de controle. Isso resulta em uma versatilidade, eficiência e maior segurança. Se comparadas aos dos anos 90, o gerenciamento de pressão é mais preciso devido aos sensores que possibilitam manter as pressões da face de escavação sob melhor equilíbrio, reduzindo os riscos de colapsos. Hoje são projetados para operar em uma ampla gama de solos, graças ao sistema de discos de corte intercambiáveis sem que haja a despressurização da frente de escavação. Hoje, essas máquinas estão integrados ao sistema global de conectividade, podendo ser monitoradas e acompanhados à distância em tempo real pelos fabricantes.

Os avanços dos atuais *Shields EPBs* são palpáveis e convergem numa maior confiabilidade, resultando em obras rápidas e econômicas e se fixam definitivamente na mecanização inteligente e na sustentabilidade de túneis em todo o mundo.



Foto 26. *Shield EPB* de última geração. Fonte: HLT Hochleistung (Eng. Luiz Mamede)

Esses benefícios fazem com que os investimentos iniciais na aquisição destas modernas máquinas se paguem rapidamente, resultando em economia e maior competitividade do setor.



Foto 27. Túnel do metrô de Santiago/Chile. Fonte: HLT Hochleistung (Eng. Luiz Mamede)

A Foto 27 é de um moderno túnel metroviário na cidade de Santiago, Chile, em curso, onde não existem trilhos e os *MSVs* caminham sob o backup do *Shield* até o braço erector de montagem dos anéis, tornando o túnel limpo e sem interferências de detritos ou sujeiras.



Foto 28. *MSV - Multi-Service Vehicles*. Fonte: HLT Hochleistung (Eng. Luiz Mamede)

Recentemente uma dessas máquinas *EPBs* de última geração, diâmetro 11,69 m utilizada nas escavações dos túneis da extensão da Linha 2 Verde do Metrô, entre Vila Prudente e Penha, alcançou uma produtividade excepcional, escavando cerca de 28,50 m em apenas um dia.

A evolução das produtividades e segurança na mecanização de túneis, tanto em saneamento básico como obras metroviárias desde a chegada dos primeiros *Shields* ao Brasil na década de 70 é robusta e demonstra o quanto a engenharia nacional se tornou autossuficiente.

Abaixo, um resumo dos períodos de algumas das obras da Sabesp e do Metrô com suas respectivas produtividades alcançadas de acordo com o modelo ou tipo de *Shield* utilizado nas obras:

Entre 1974 a 1982 a Sabesp executou várias obras de coletores-tronco, em diâmetros de 1,20 m com os *Shields Seerflex* trazidos da Inglaterra.

Neste período, a obra do Coletor-Tronco Rebouças registrou uma produtividade média diária de 1,2 a 2,4 m.

Entre 1983 a 1999, foram executadas várias obras de coletores-tronco, de mesmo diâmetro, com os *Shields* Lomec fabricados no Brasil. Neste período, a obra do Coletor-Tronco Carandirú registrou uma produtividade média diária de 2,4 a 3,6 m.

Entre 2002 e 2022, foram executadas as primeiras obras de cravação hidráulica de tubos de concreto com mesmo diâmetro utilizando-se *Shields Pipe Jacking* de várias procedências, inclusive nacionais. Neste período, como amostragem, a obra do Coletor-tronco ITi-7 registrou uma produtividade média diária de 7,5 a 12,5 m.

Entre 1973 a 1981 o Metrô executou trechos da linha 1 azul e da linha 2 verde com *Shields* Bade e Calweld, diâmetros 5,50 m e registrou uma produtividade média diária de 9,60 m a 12,40 m.

Entre 1993 a 2006, período onde o Metrô utilizou somente o método construtivo *NATM* para a execução de suas obras com seções de escavação em torno de 41,00 m² para túneis singelos e 102,00 m² para túneis duplos, registrou uma produtividade média diária em torno de 2,40 a 3,20 m. As seções de escavações aqui descritas de túneis singelos e duplos, são uma média entre os diferentes projetos executivos realizados ao longo do período, podendo ser, em alguns casos, superiores ou inferiores.

Entre 2007 e 2010, o Metrô executou a linha 4 amarela utilizando pela primeira vez um *Shield EPB* com diâmetro de 9,46 m. e registrou uma produtividade média diária de 14,00 a 16,00 m.

O ano de 2007 marca a retomada das obras do Metrô com uso de *Shields* mecanizados.

Entre 2023 a novembro de 2024, o Metrô executou um trecho da Linha 2 verde com um *Shield* de última geração, diâmetro de 11,69 m importado da fabricante chinesa CREG (*China Railway Engineering Equipment Group*) e registrou no mês de agosto de 2024 uma produtividade recorde, alcançando uma média diária de 18,00 a 24,00 m.

8) CONSIDERAÇÃO FINAIS

Os avanços da mecanização de túneis no Brasil representam capítulos importantes na história da engenharia nacional. A introdução dos primeiros *Shields* importados na década de 1970, como os modelos Bade, Calweld e *Seerflex*, marcou o início de

uma era promissora do setor, trazendo e criando tecnologias inovadoras que rapidamente despertaram o interesse de várias empresas brasileiras. O setor de túneis do país, não apenas absorveu conhecimentos nestes últimos 50 anos, mas principalmente demonstrou sua capacidade técnica para desenvolver no Brasil, máquinas equivalentes às melhores do mercado internacional.

Contudo, a falta de continuidade de investimentos em projetos de infraestrutura no país e políticas expansionistas, impediram que esse potencial fosse plenamente explorado e valorizado.

Os planos ambiciosos de transformar o Brasil em autossuficiência na fabricação de modernas máquinas competitivas foram abandonados, e o país perdeu uma oportunidade única de consolidar sua posição como líder tecnológico do setor em toda América Latina.

Ainda assim, o Brasil permanece reconhecido mundialmente pela excelência de sua engenharia no setor de túneis convencionais e esse mesmo prestígio teria sido alcançado na área de túneis mecanizados se houvesse evidentemente através do poder público o entendimento de que o crescimento sustentável de qualquer nação passa inegavelmente pelos investimentos sólidos e contínuos em obras de infraestrutura, não somente limitado aos Estados e municípios prósperos e desenvolvidos como o Rio de Janeiro e São Paulo, mas em todo o Brasil.

Esta reflexão deve servir como um alerta para que, no futuro, o país aproveite plenamente seu talento técnico e sua vocação de inovar, garantindo que oportunidades como essas não sejam perdidas novamente. O legado dos pioneiros ainda é uma inspiração para os próximos passos rumo a um futuro promissor.

Aproveito para expressar meu reconhecimento e gratidão a todos aqueles que contribuíram para o engrandecimento e desenvolvimento do setor de túneis do país. A história do progresso da tecnologia no Brasil é marcada pelo esforço coletivo de técnicos, engenheiros e operários, cujas habilidades e dedicação foram fundamentais para o sucesso alcançado na época e transportada para os dias de hoje.

9) REFERÊNCIAS

- A história do transporte que move São Paulo, edição comemorativa dos 50 anos de Metrô, 2006;
- Calapodopulos, Y. Método Não Destrutivo na Engenharia Brasileira, 2023, Editora All Print;
- Chryssanthou, C.P. Dysbaric etiological and pathogenetic concepts. 1978;
- ENGENHARIA, Revista. Nº 617 de 2013 e Nº 380 de 1975;
- HLT – Hochleistung, São Paulo. Catálogo Institucional; JUSTIFICATIVA PARA ADOÇÃO DO MÉTODO “SHIELD”. Relatório Escritório JC de Figueiredo Ferraz;
- Negro Jr, A. Estudo das ocorrências de fissuras em anéis expansivos, 1983;
- Nimir, W.A.; Maffei, C.E.; Salioni, C.; Hachich, W.C. *Evaluation of the effects of the excavations on surrounding buildings. Decision criteria relating on treatments of buildings or soil.* 1971;
- Ribeiro, I. J. Aspectos médicos do trabalho sob ar comprimido na construção do Metrô, 1984.

São Paulo, 07 de fevereiro de 2025.

Análise Experimental de Túnel Raso em Solos não Coesivos

C. Cabral Martins

Discente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil

A. Luiz Marques Jr.

Discente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil

A. Durand Farfan

Professor Associado, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil

RESUMO: O crescimento urbano demanda o uso de túneis rasos, onde as TBMs oferecem escavações precisas, seguras e com menor impacto ambiental e urbano.

1 INTRODUÇÃO

Com o aumento da urbanização, a construção de túneis rasos para redes de serviço e transportes no subsolo tornou-se essencial, incluindo túneis rodoviários, ferroviários, de esgoto, água, gás e pedestre, atendendo à crescente demanda populacional.

Assim, em áreas urbanas, os túneis são comumente construídos em solos macios e localizados próximos à superfície. Dado o alto volume de construções de túneis, torna-se fundamental compreender o processo de tunelamento, considerando aspectos como os deslocamentos do solo, as tensões induzidas e seus efeitos nas estruturas adjacentes.

Apesar dos avanços nas técnicas computacionais, que permitiram uma vasta pesquisa numérica e analítica sobre o tunelamento, os engenheiros geotécnicos ainda dependem significativamente da modelagem física para compreender fenômenos relacionados, como padrões de deformação e mecanismos de falha. Segundo NG (2014), nos últimos cinquenta anos, a modelagem centrífuga se destacou como um dos principais avanços em geotecnia, ocupando o quinto lugar no índice de desenvolvimentos mais relevantes. Grandes pesquisas foram realizadas utilizando

centrífugas geotécnicas em países como China, Japão, Colômbia e Brasil.

É comum o manuseio de máquinas de perfuração de túneis (Tunnel Boring Machines – TBMs) em regiões urbanas em situações de solo inadequadas e de pouca resistência. A utilização de tuneladoras viabiliza uma construção acelerada, efetiva e segura, considerando a estabilidade da frente de escavação do túnel (Schwandl, 2020).

Em uma escavação com o auxílio de TBM, a face do túnel é sustentada pelo mecanismo de corte da tuneladora e pela pressão efetuada na câmara de escavação sendo essencial a significação adequada desta pressão na fase de projeto, bem como a experiência do operador da máquina (Kim e Tonon, 2010).

Este estudo descreve uma simulação experimental em escala reduzida realizada em uma centrífuga geotécnica. A simulação aborda a avaliação da frente de escavação de um túnel raso em solos não coesivos, com uma relação entre cobertura e diâmetro (C/D) de 1/2D, com o objetivo de comparar os resultados com estudos de Indiger et al (2011).

2 METODOLOGIA

2.1 A Centrífuga Geotécnica

A modelagem física foi realizada utilizando a Centrífuga Geotécnica do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF). A centrífuga possui uma velocidade máxima de 227 rotações por minuto, permitindo a criação de um campo gravitacional de até 100 vezes o valor da gravidade terrestre. A Figura 1 apresenta uma fotografia da centrífuga preparada para a realização do ensaio.



Figura 1. Centrífuga Geotécnica da UENF.

É fundamental considerar as leis de escala e os efeitos do tamanho ao utilizar modelos em pequena escala. A compreensão da simulação em escala reduzida exige atenção às leis de semelhança física com o protótipo, ou seja, garantindo a proporcionalidade geométrica, cinemática e dinâmica.

A modelagem por centrífuga é considerada uma abordagem eficaz para reproduzir as tensões gravitacionais em modelos em pequena escala. Os ensaios realizados em centrífuga oferecem a vantagem de utilizar modelos reduzidos, proporcionando excelente controle durante todo o processo até a falha. O modelo em escala reduzida na centrífuga está sujeito a um campo de aceleração n vezes maior que a aceleração gravitacional “ g ”. Como resultado, o nível de tensão no material do modelo em escala reduzida será similar ao do protótipo, garantindo a semelhança das tensões nas profundidades correspondentes no modelo e no protótipo. Isso significa que um modelo em escala $1/n$ se comportará de maneira semelhante ao protótipo em escala real quando submetido a uma aceleração de centrífuga n vezes g . Assim, os procedimentos dependentes da gravidade são corretamente replicados, preservando a tensão e deformação no solo do protótipo, e a curva tensão-deformação do

modelo corresponde à do protótipo (Indiger et al., 2011).

2.2 Caixa Teste

A Figura 2 apresenta o projeto da caixa de teste utilizada para conter o modelo do túnel. A caixa de teste é fabricada em aço (A36), com espessura de 19,05 mm, e possui dimensões internas de 581 mm de comprimento, 700 mm de largura e 300 mm de profundidade. Na parede frontal da caixa, foi fixada uma placa acrílica de 30 mm de espessura.

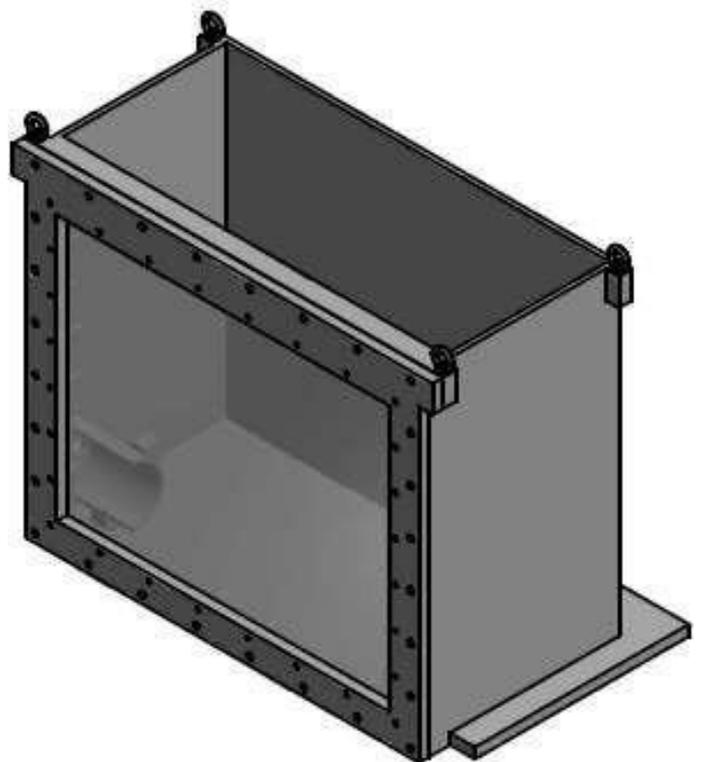


Figura 2. Projeto Caixa Teste Usada no Modelo.

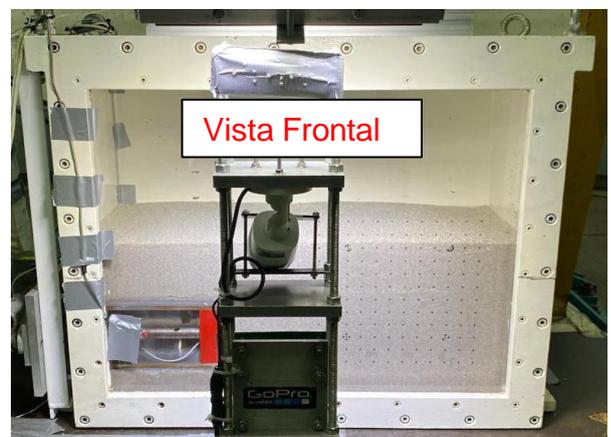


Figura 3. Vista Frontal da Caixa Teste.



Figura 4. Vista Superior da Caixa Teste.

2.3 Solo Utilizado

Os modelos físicos foram elaborados utilizando areia industrial normalizada pela NBR 7214 (N50 e N30), comercializada pelo Instituto de Pesquisa Tecnológico (IPT) como material representativo do solo, sendo que a areia pode evidenciar-se as condições mais críticas, o que nos favorece em relação a uma situação real. Uma combinação entre as areias foi realizada, sendo 60% (N50) e 40% (N30), posteriormente, as areias receberam tingimento para uma melhor visualização dos grãos.

A caixa de teste foi preenchida com a areia normatizada, apresentando diâmetro médio aproximado de $d_{50} = 0,52$ mm. A densidade da areia foi controlada por meio de uma altura de queda específica. Os índices de vazios máximo e mínimo da areia utilizada foram de 92% e 67%, respectivamente. Para a interação entre o solo e a estrutura na face do túnel, a comissão TC2 da ISSMGE recomenda que a relação dimensional (D/d_{50}) seja superior a 175 (Indiger et al., 2011). Nesse contexto, o modelo obteve uma relação dimensional (D/d_{50}) de aproximadamente 211.

A Figura 5 apresenta as propriedades físicas da areia, assim como a Figura 6 apresenta a distribuição granulométrica, determinada por meio dos ensaios de caracterização. Os ensaios foram realizados de acordo com as normas vigentes.

Propriedades	Valor
Diâmetro médio D_{50}	0,52 mm
Densidade real dos grãos	2,64 g/cm ³
Índice de vazios mínimo	0,67
Índice de vazios máximo	0,92

Figura 5. Propriedades Físicas da Areia.

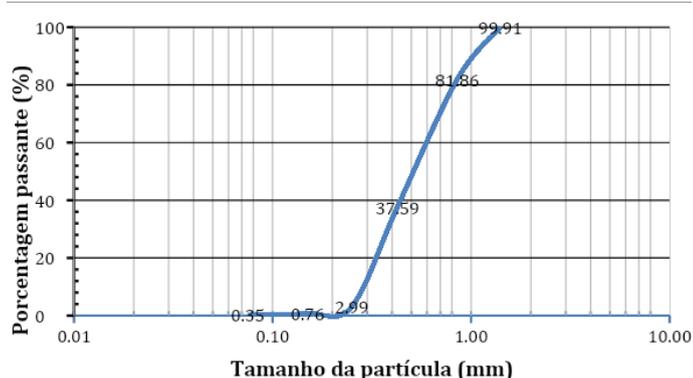


Figura 6. Curva Granulométrica da Areia.

2.4 Pluviador

O preenchimento da caixa de teste foi efetuado por meio de uma chuva de areia, utilizando um pluviador desenvolvido no Laboratório da Centrífuga/UENF, que regula a direção e a velocidade de deposição do material. A densidade do solo varia de acordo com a altura de queda e a velocidade de deposição, quedas maiores resultam em energias de deposição mais intensas, resultando em solos mais densos. Segundo Ratton (1993), a pluviação no ar permite uma reconstituição adequada dos depósitos naturais formados pelo vento, que geralmente são compostos por areias ou siltes.

O pluviador (Figura 7) é formado por um funil de alumínio que suporta um volume específico de material. Uma mangueira flexível está conectada a esse funil, permitindo que o material flua por gravidade até uma válvula de passagem. Juntamente com a mangueira, há um tubo rígido de PVC ($D = 60$ mm). A mangueira flexível permite a movimentação do tubo rígido durante a preparação da amostra.

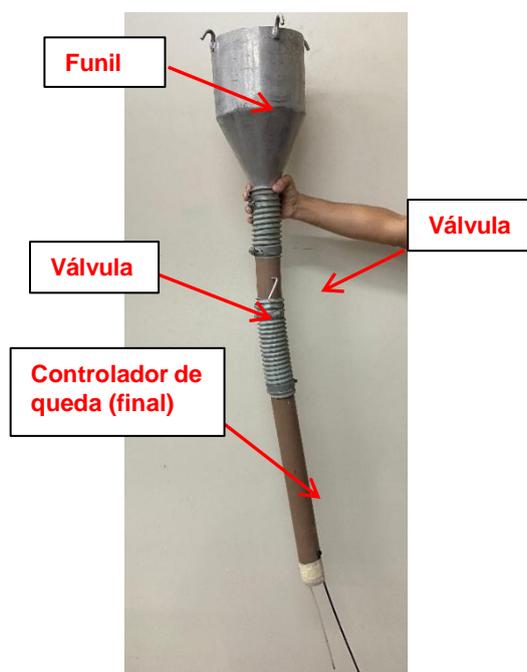


Figura 7. Pluviador.

A seção de PVC abriga um conjunto de peneiras, cada uma com aberturas de furos específicos, fixadas em diferentes alturas do tubo. Neste estudo, foram utilizadas quatro peneiras de acrílico, todas com furos de 5 mm de diâmetro. A disposição dos discos reduz a energia potencial da areia dentro do tubo, garantindo uma distribuição uniforme na saída do pluviador. O processo de pluviação será apresentado a seguir (Figura 8).



Figura 8. Processo de Pluviação na Caixa Teste da Centrífuga.

2.5 Modelo do Túnel e Instrumentação

O modelo do túnel raso apresentava uma seção transversal semi-circular (Figura 9), considerando apenas metade da seção transversal do túnel. O modelo do túnel possuía um revestimento constituído pela metade de um cilindro de aço, com diâmetro de 110 mm. A face do túnel foi simulada por um suporte semicircular, que podia ser movido para frente ou para trás por meio de um atuador linear a deslocamento controlado, esses movimentos



Figura 9. Processo de Pluviação na Caixa Teste da Centrífuga.

provocam no solo na frente de escavação pressão e alívio, respectivamente.

Para os ensaios deste estudo foi utilizado um LVDT (Figura 12) indutivo para medir o deslocamento na placa rígida com uma velocidade de 0,008mm/s. Outro instrumento utilizado para este estudo foram as células de carga, empregadas para medir as tensões nos sentidos horizontal e vertical, conforme indicado na Figura 10 e Figura 11.



Figura 10. Instrumentação Usada nos Ensaio.



Figura 11. Instrumentação Usada nos Ensaio.



Figura 12. Instrumentação Usada nos Ensaio (LVDT).

3 RESULTADOS

Os resultados experimentais sobre o comportamento da face do túnel podem ser comparados com os obtidos por Idinger e colaboradores. A simulação de Idinger et al. (2011) inclui uma haste equipada com um medidor de deslocamento do tipo LVDT, utilizado para medir o deslocamento controlado da placa rígida. A medição da pressão na frente de escavação é realizada de forma indireta, por meio da leitura da célula de carga instalada entre a placa rígida e a haste, dentro do cilindro que representa o revestimento do túnel. Esse sistema fornece leituras de carga, as quais são convertidas em pressão e precisam ser corrigidas para levar em conta o atrito entre a placa rígida e o revestimento. No modelo proposto neste trabalho, um sensor de pressão total é instalado na parede frontal da placa rígida, em contato direto com o solo, permitindo a medição direta da pressão no solo.

O ensaio em centrífuga geotécnica foi realizado com base na relação entre comprimento e diâmetro (C/D), sendo esta igual a 1/2D. O modelo do túnel foi submetido a uma aceleração de até 50g, correspondendo a um protótipo de túnel com 5,5 m de diâmetro. Assim, a cobertura do protótipo sobre o túnel ficou aproximadamente em 2,75 m. Ao contrário do estudo de Idinger et al. (2011), o sensor do modelo do túnel foi posicionado na face frontal (face do túnel), o que possibilitou a medição direta de uma tensão mais elevada, obtida no local.

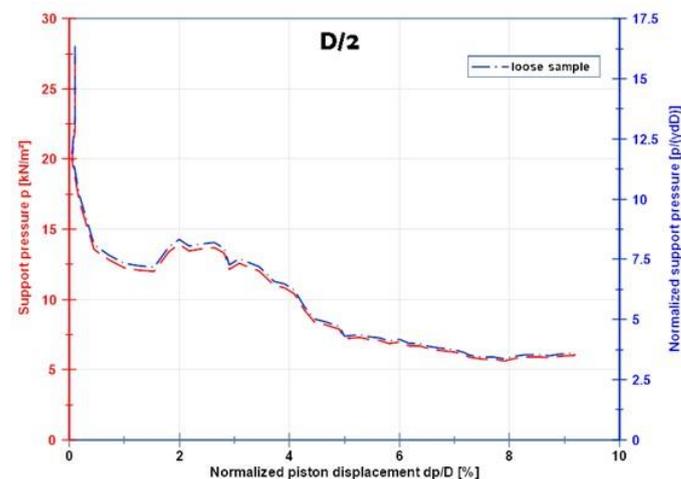


Figura 13. Gráfico Normalizado de Indiger et al (2011).

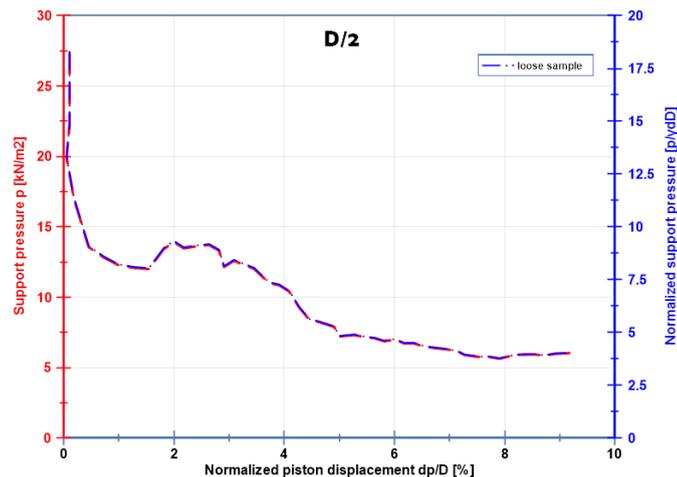


Figura 14. Gráfico Normalizado do Autor.

4 CONCLUSÃO

No contexto do solo não coesivo abordado neste artigo, e em paralelo com o estudo de Idinger et al. (2011), foi observado o alívio de pressão na face da escavação, conforme ilustrado nas Figuras 13 e 14, no modelo de túnel proposto. É possível notar que as curvas de alívio de tensão apresentam semelhanças entre si. Vale destacar que as curvas de Idinger et al. (2011) são menos pronunciadas, devido às razões mencionadas anteriormente. As interpretações analíticas da literatura foram comparadas aos resultados experimentais, e os experimentos conduzidos por Kirsch (2010) e Indiger (2014) mostraram boa concordância com os dados obtidos neste estudo.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seu agradecimento à agência financiadora FAPERJ pelo apoio por meio do Projeto APQ1-2021.

5 REFERÊNCIAS

- Assis, A. P. (2002a). MECÂNICA DAS ROCHAS: OBRAS SUBTERRÂNEAS. Brasília, DF: Departamento de Engenharia Civil, UnB
- Craig, W.H., 1995. Geotechnical centrifuge: past, present and future. Geotechnical Centrifuge Technology, p.1-18.
- Bucky BP (1931) The use of models for the study of mining problems, Technical publication No.425, American institute of mining and metallurgical engineers, pp 3–28.
- ECO Túneis. (2020). TUNNEL LINER. Retrieved December 26, 2020, from <http://ecotuneis.com.br/tunnel-liner/>

Garrides M., Souza P., Campos Neto L. Transporte público em Belo Horizonte: um estudo comparativo entre metrô e monotrilho. Petra, 2016.

IDINGER, Gregor; AKLIK, Pelin; WU, Wei; BORJA, Ronaldo I.. Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel. Acta Geotechnica, [S.L.], v. 6, n. 2, p. 105-117, jun. 2011. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-011-0139-2>.

Kim, S., Tonon, F. (2010). Face stability and required support pressure for TBM driven 96 tunnels with ideal face membrane – Drained case. Tunnelling and Underground Space Technology, 25(5), 526–542. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.03.002>

KIRSCH, Ansgar. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. Acta Geotechnica, [S.L.], v. 5, n. 1, p. 43-62, 6 mar. 2010. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-010-0110-7>.

Ng, C.W.W., Van Laak, P., Tang, W.H., et al., 2001a. The Hong Kong geotechnical centrifuge. Proceedings of 3rd International Conference on Soft Soil Engineering, Hong Kong, p.225-230.

NG, Charles W. W.. The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST. Journal Of Zhejiang University Science A, [S.L.], v. 15, n. 1, p. 1-21, jan. 2014. Zhejiang University Press. <http://dx.doi.org/10.1631/jzus.a1300217>.

Pietro, L. (2008). Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS). Milano: Springer Science & Business Media. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-73875-6>

Schwandl, R. (2020). UrbanRail.Net. Retrieved October 1, 2020, from <http://www.urbanrail.net/>

Seidenfuss, T. (2006). Collapses in tunnelling. École Polytechnique Federale de Lausanne-EPFL.

Schwandl, R. (2020). UrbanRail.Net. Retrieved October 1, 2020, from <http://www.urbanrail.net/>

Zare Naghadehi, M., Thewes, M., Alimardani Lavasan, A. (2019). Face stability analysis of mechanized shield tunneling: An objective systems approach to the problem. Engineering Geology, 262, 105307. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105307>

Zizka, Z., Thewes, M. (2016). Recommendations for face support pressure calculations for shield tunnelling in soft ground. German Tunnelling Committee (ITA-AITES), Cologne, Germany.

S6 Road design – Szczecin’s bypass. Tunnels under the Oder River (Poland)

N. della Valle
 <TYLin>, <Barcelona>, <Spain>

R. S. Oliveira
 <TYLin>, <São Paulo>, <Brasil>

P. Fernández Coto
 <TYLin>, <Oviedo>, <Spain>

RESUMO: The development of a complex five kilometers twin tunnel crossing under the wide Oder River, a key component of the S6 highway project in West Poland, is detailed. The Building Permit design (equivalent to an advanced basic design) is the result of our extensive research and analysis developed from a third party concept design, and it offers significant improvements in terms of feasibility and economy for the project, while meeting the high standards of safety and quality required for such a complex undertaking. The paper discusses in detail how the design process addresses and overcomes the various technical challenges and constraints that are specific to the project site and context.

1 S6 PROJECT: LOCATION & DESCRIPTION

Szczecin is a Polish city (East Europe), capital of Western Pomerania and 400000 population, near to German’s border and Oder River, which rises in Czech Republic and runs into Baltic Sea. Figure 1

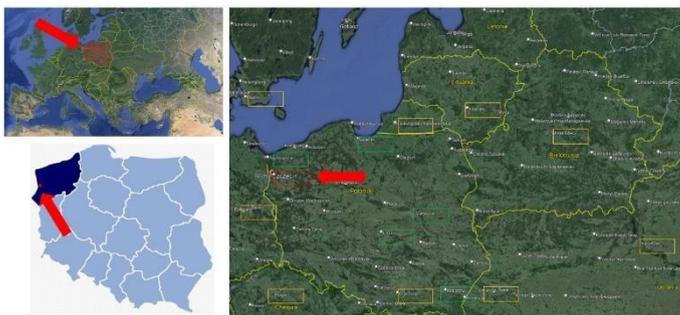


Figure 1. Szczecin’s geographic location

Near this city runs the Oder River, which rises in the Czech Republic and flows 742 kilometers through western Poland until reach the Baltic Sea. Figure 2

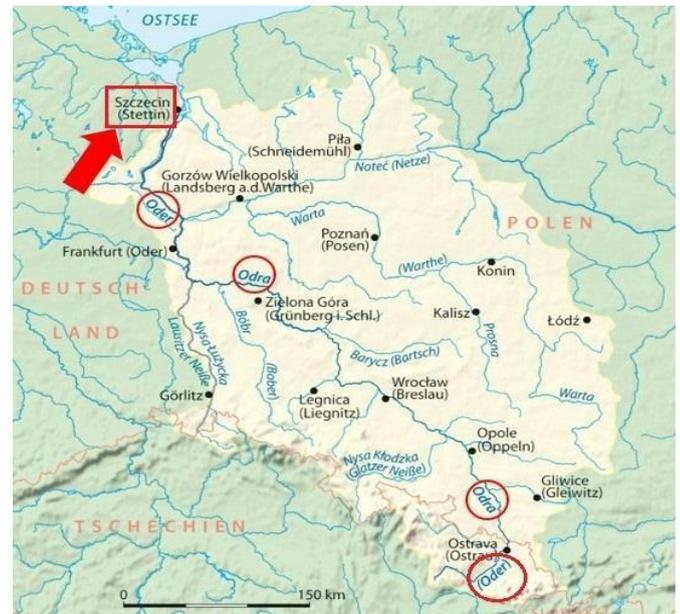


Figure 2. Oder River (Odra in Polish)

Expressway S6 (in Polish droga ekspresowa S6) is a Polish highway which has been planned to run from the A6 autostrada near Szczecin, through Goleniów in West Pomerania to Gdańsk, parallel to the Baltic coast, forming the main connection between Gdańsk and Szczecin.



Figure 3. Expressway S6

The beltway around Szczecin (dotted line in Figure 3) is a 48,9 stretch split in two (Figure 4):

- Kołbaskowo – Police. 25,5 Km
- Police – Goleniów. 23,4 km

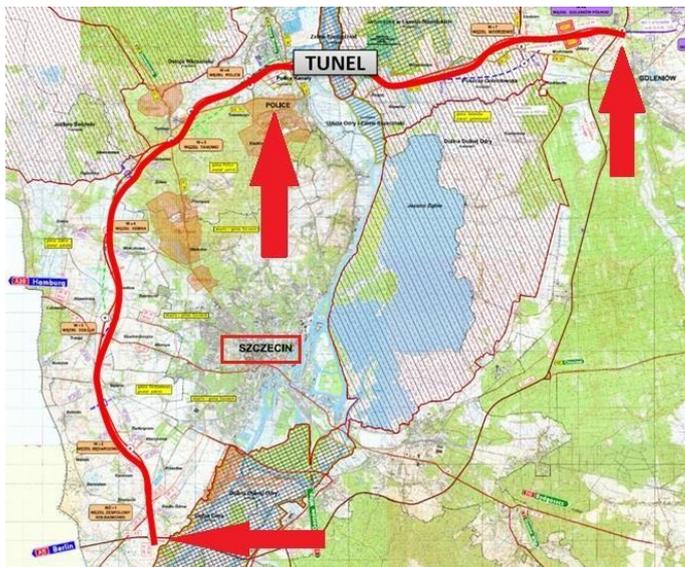


Figure 4. Szczecin beltway

Main characteristics of the planned highway (Figure 5):

- Lanes in each direction: 2 + 1 emergency.
- Lane width: 3,50 m.
- Emergency lane width: 2,5 m.
- Design speed: 100 Km/h.

- Load capacity: 115 kN per axis.

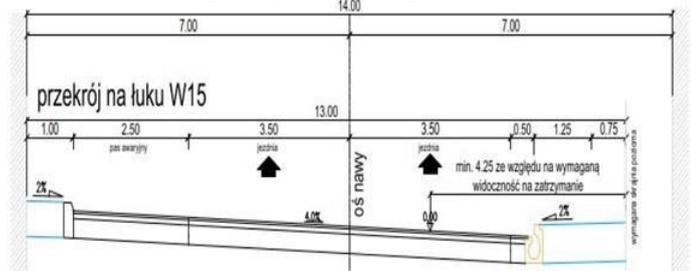


Figure 5. S6's road main dimensions

Poland's Roads Authority (GDDKiA: *Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad*) promoted a tender for concept design and building permit (PAB: *Projekt Architektoniczno Budowlany*) during 2022 for the stretch Police-Goleniów, which included ~5 km long twin tunnels under Oder River. This tender was won by Voessing-Polska sp. Z o.o as main designer and Tunnelconsult Engineering S.L. (now TYLin Spain) as tunnel designer. This stage started on January 2023 with a clear optimization commitment of the previous concept, design dated in 2015.

The due dates for tasks were:

- Concept design: 2 months. Submitted in February 2023 and approved by GDDKiA in May.
- PAB: 12 months: 12 months. Submitted in February 2024 and approved by GDDKiA in July.

It is expected that in 2025 a design&built tender goes public and PAB's designers are engaged to support GDDKiA during this process.

2 TUNNEL DESCRIPTION

To cross the Oder River the tunnel option was chosen (Figure 6) as optimal due to the boundary conditions:

- Oder river is navigable in this area, this could imply a remarkable structure on surface (bridge).
- The area is protected under Natura-2000 legislation, which is a network of nature protection areas in the territory of the European Union. It is made up of Special Areas of Conservation and Special Protection Areas designated under the Habitats Directive and the Birds Directive, respectively. The network includes both terrestrial and Marine Protected Areas.
- There are expected heavy industrial development in the area taking advantage of the port, the shipyard and current chemical industry already located North Police.



Figure 6. Twin tunnels under Oder River at Police (plan view)

Main tunnels characteristics (Figure 8):

- Length: 5,034 km.
- Twin tunnels, one per traffic direction.
- Free inner diameter: > 12,25 m.
- Distance between tunnels: > 29,0 m.

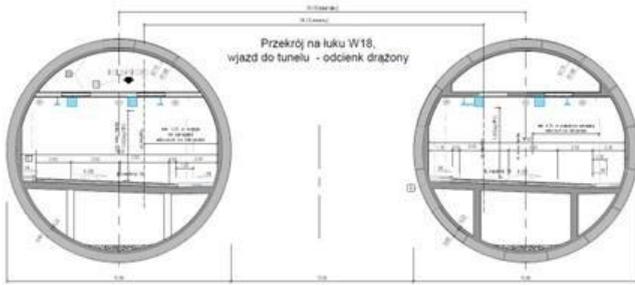


Figure 8. Concept design from 2015

Minimum safety requirements for tunnels were received in the document PFU (*Programu Funkcjonalno-Użytkowego*):

- Pedestrian cross-passage: max. each 300 m.
- Vehicles cross-passage: each 900 m (Figure 9).

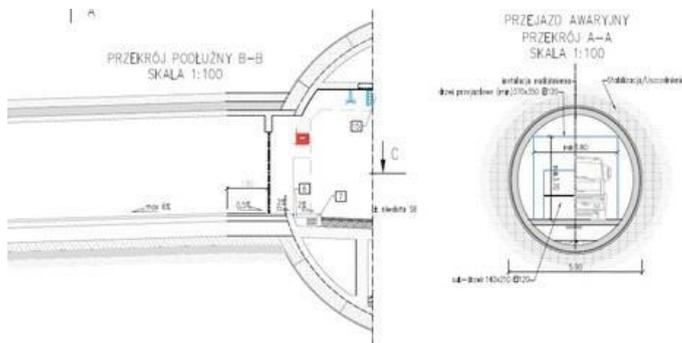


Figure 9. Vehicular cross-passage (concept design from 2015)

- Communication niche: max. each 150 m.
- Electrical niche: each 2000 m.
- Hydrant niche: max. each 175 m (Figure 7).

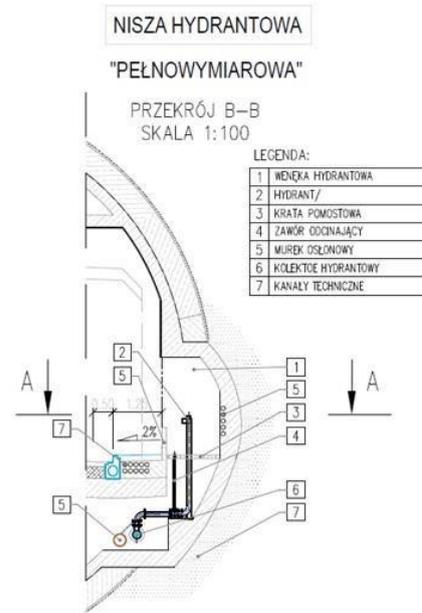


Figure 7. Hydrant niche (concept design from 2015)

- Electrical niche: each 2000 m.
- Water tank: max. 1000 m

3 DESIGN OPTIMIZATION PROPOSALS

Taking as starting point the concept design developed on 2015 and PFU, main goal was to optimize the design according GDDKiA guidelines.

Five study areas were analyzed for optimization:

- Alignment.
- Excavation diameter.
- Avoid niches.
- Cross-passages concept.
- Cross-passages number
- Distance between tunnels.

3.1 Alignment review

The alignment received had 4 curves R1500m (see Figure 6) and a review of the alignment to reach an alignment with only 1 curve R2000m was studied.



Figure 10. Alignment comparison (plan view)

Advantages of the alternative alignment proposed (cyan in Figure 10) are summarized below:

- Tunnel length reduction: from 5192 m to 4585 m (saving 612 m).
- Tunnel curves reduction: from 4 to 1.
- Curve radius increasing: from 1500 m to 2000 m. A remarkable collateral benefit on this is that with bigger curve radius the inner tunnel diameter can be reduced as visibility requirements are achieved.
- Move away the river the East portal, reducing flooding risks in that depressed area.

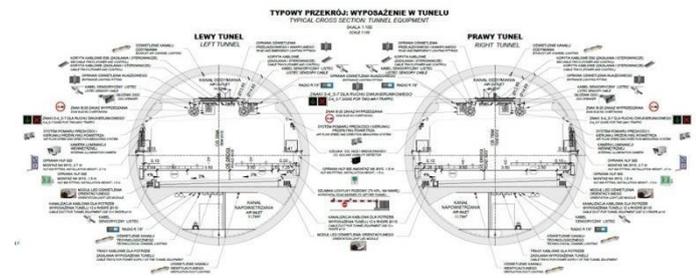


Figure 11. Optimized typical tunnel cross section.

Nevertheless, this proposal was dismissed by the project's owner due to the relocation of the Western portal nearer to the river:

- Narrower overburden is registered when crossing under structures (shipyard).
- Possible interference in production areas of the relevant Chemical factory at tunnel North.
- Mandatory reevaluation of the approved project's environmental impact on Nature-2000 area, expecting then delays on the project's development.

3.2 Tunnel diameter

Initially, free inner diameter was 14,30 m (Figure 12).

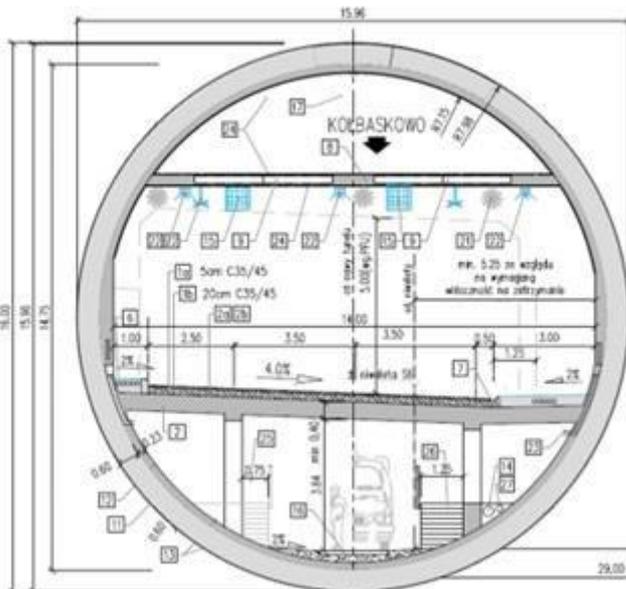


Figure 12. Original typical tunnel cross section

Finally, all equipment and visibility requirements were achieved with a free inner diameter of 13,65 m: 5% diameter reduction (Figure 11). This proposal was accepted.

Additionally, due to the implementation of an optimized design of the road slab, this is supported only on both ends and separation wall in bottom level has no structural purposes, only separates MEP area from the ventilation channel (full cross ventilation system).

3.3 Avoiding niches

Initially, niches were forecast outside typical section lining (Figure 13):

- 35 emergency niches (each 150 m according to PFU).
- 30 niches for hydrants (each 175 m according to PFU).

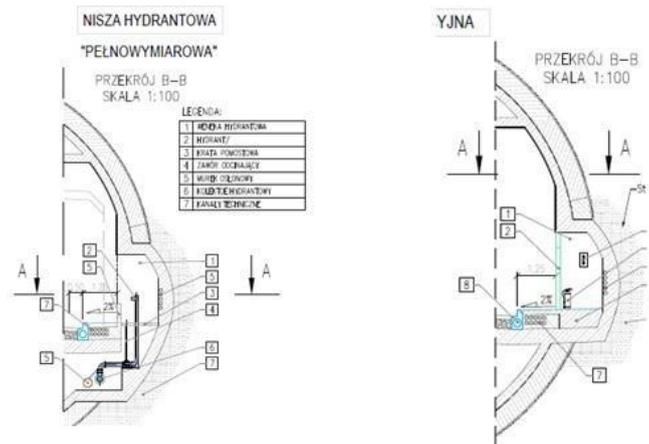


Figure 13. Niches of the initial concept: hydrant (left) and emergency (right)

Taking in consideration an excavation by close TBM (therefore a concrete segmental lining) and the high pressure forecast under the river (around 4,5 bar), the execution of those 325 niches was considered a remarkable challenge in addition to expensive as freezing method for excavation could be required.

As alternative, the integration of the hydrants and emergency in a cabinet placed at the inner side of the lining was proposed an accepted (Figure 14).

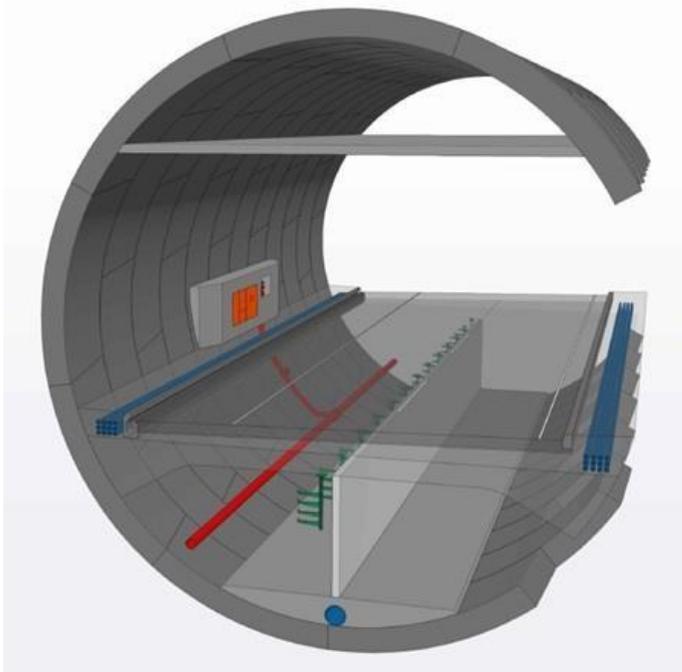


Figure 14. Proposed combined cabinet: emergency and hydrant.

With this considerations, linear concept for cross-passages was proposed and approved (Figure 16).

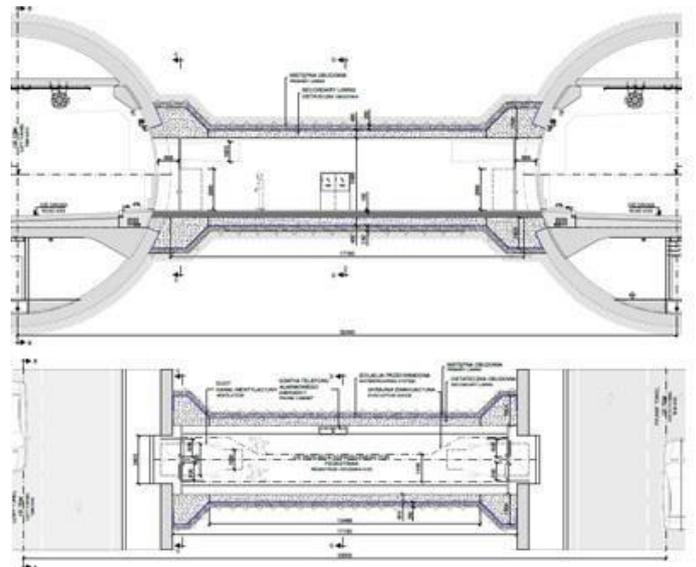


Figure 16. Proposed straight cross-passages.

This solution also provide additional benefits on ventilation as more room is available underneath the road slab as ventilation channel for fresh air inlet as no space for evacuation and vehicles is required there (Figure 17).

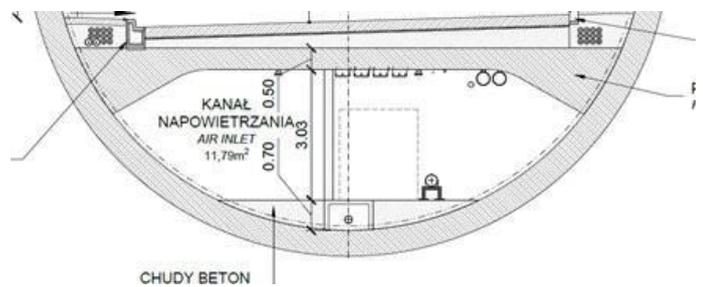


Figure 17. Proposed typical distribution of the space below the road slab.

3.4 Changing cross-passages concept

Original design presented an X shape as cross-passage concept (Figure 15).

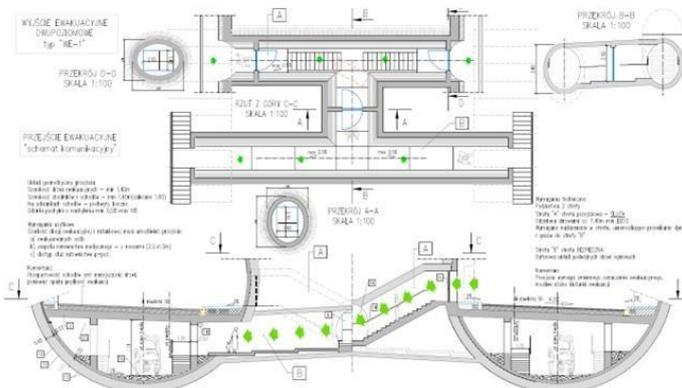


Figure 15. Original cross-passage X-shape concept

The main idea of this X-shape concept for cross-passages is that the evacuation route for tunnel users connects the road level of one tunnel with the bottom level of the other tunnel.

This shape has a remarkable complexity for execution as, in fact, three cross-passages are required for each connection: two from tunnel to tunnel and a third one connecting the other two.

Usually, the use of the bottom level for evacuation route is a solution for singular tunnels. However, considering that road level has 1,25 m wide side walkways, the road level of the second tunnel can be considered a safe evacuation route for first tunnel users in case of emergency, where also can be more easily evacuated.

3.5 Adjusting the cross-passages number

Original design considered:

- Pedestrian cross-passages: one each 300 m. This sequence is followed in the revision.
- Vehicular cross-passages: one each 900 m. Following European standards this distance was increased in the revision up to one each 1500 m.
- Technical cross-passage: not foreseen. Following MEP designer requirements, one each 1500 m was added in the revision.

	Cross-passages		
	PK (right tunnel)	Distance (m)	Type
Start West Technical building	0+848,730		
Start TBM tunnel	0+898,730		
	1+143,907	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	1+439,084	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	1+734,261	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	2+029,438	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	2+103,233	73,79	CP - Type C (technical)
	2+324,615	221,38	CP - Type B (vehicular)
	2+619,792	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	2+914,969	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	3+210,146	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	3+357,735	147,59	CP - Type C (technical)
	3+505,324	147,59	CP - Type B (vehicular)
	3+800,501	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	4+095,678	295,18	CP - Type A (pedestrian)
Lower point	4+231,443		
	4+390,855	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	4+612,238	221,38	CP - Type C (technical)
	4+686,032	73,79	CP - Type B (vehicular)
	4+981,209	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	5+276,386	295,18	CP - Type A (pedestrian)
	5+571,563	295,18	CP - Type A (pedestrian)
End TBM tunnel	5+817,000		
End East Technical building	5+866,740	295,18	

Figure 18. Proposed cross-passages distribution.

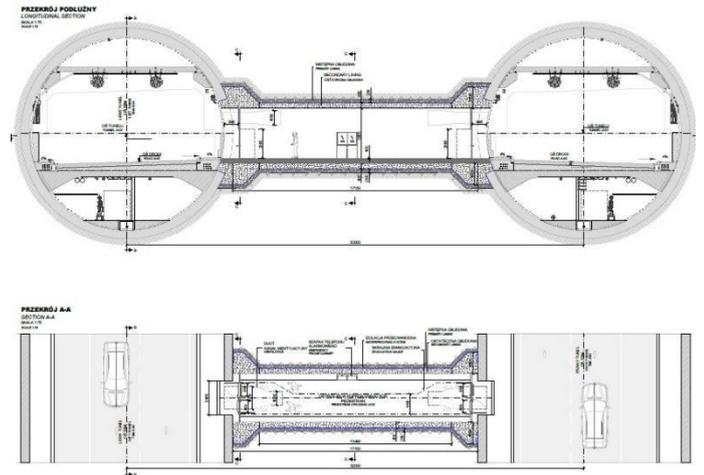


Figure 20. Cross-passage type-A (side & plant views)

3.6 Checking the tunnels distance

The original design considered 29 m as distance between tunnels. This distance was verified and confirmed in different sections (Figure 19):

TC2301 – Section 1: maximum OB (1 diameter between tunnels).

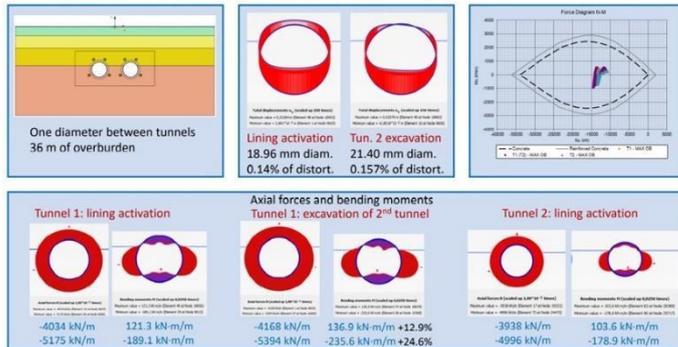


Figure 19. Example of models for tunnels distance checking

This distance has relevant impact in different aspects as portal width and cross-passages length.

4 TUNNELS CROSS-PASSAGES

4.1 Cross-passages types

As previously commented, there defined three types of cross-passages (Figure 18):

- Type-A: pedestrian (13 units). For tunnel user evacuation by food. Figure 20 & Figure 21
- Type-B: vehicular (3 units). Allows emergency vehicles cross from one tunnel to the other. Figure 22 & Figure 23
- Type-C: technical (3 units). Able to locate several MEP equipment and HV/LV distribution node. Figure 24 & Figure 25

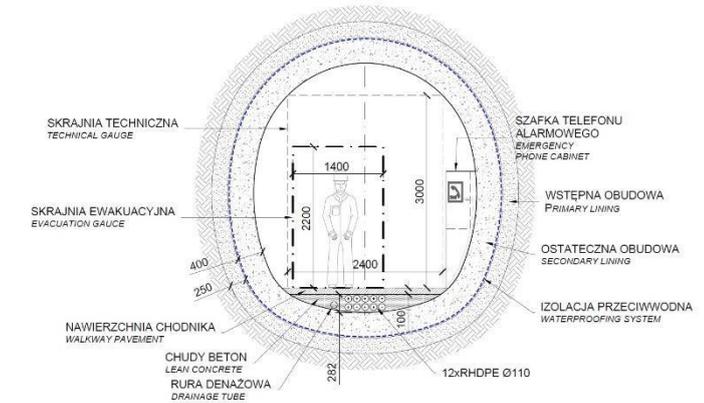


Figure 21. Cross-passage type-A (cross section)

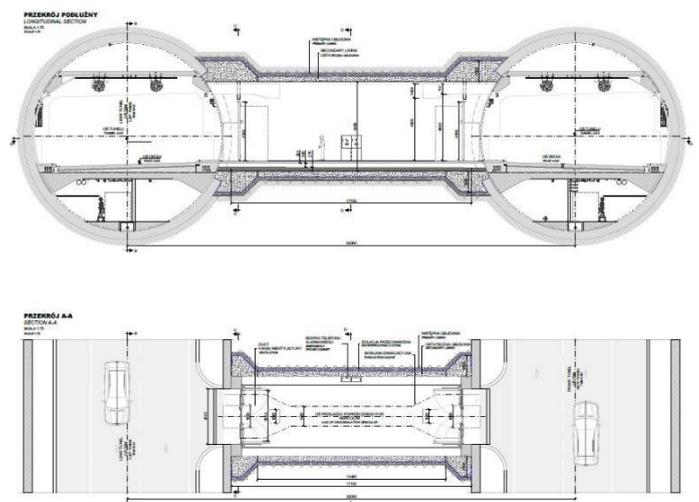


Figure 22. Cross-passage type-B (side & plant views)

4.2 Cross-passages construction

The construction of the cross-passages is forecast to start after completion of the first tunnel due to it is difficult to coordinate the excavation of the cross-passages with the TBM advance.

First stage for cross-passage construction is the ground conditioning of the area for a safe excavation. Where possible, this ground conditioning is forecast with jet-grouting method. However, this method is only suitable for the 3 Westerns cross-passages, the other 16 are located in the Nature-2000 area or under the river, in both cases surface is not accessible for heavy machinery. In this case, the ground condition is forecast due to freezing methods to be developed directly inside the tunnel (Figure 26).

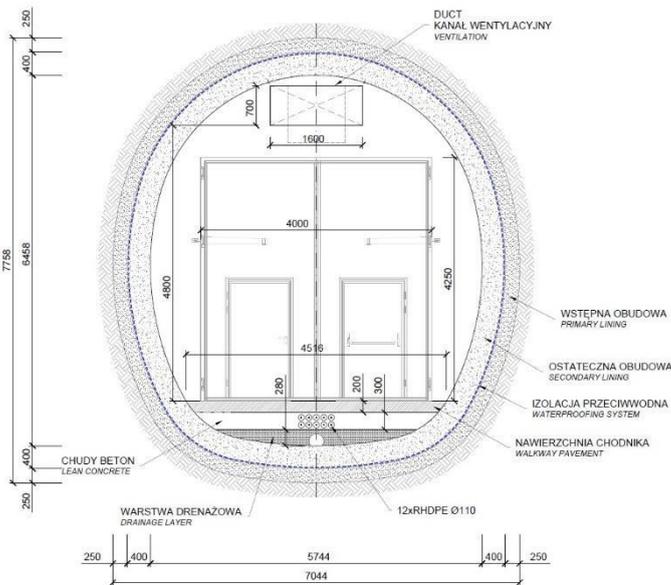


Figure 23. Cross-passage type-B (cross section)

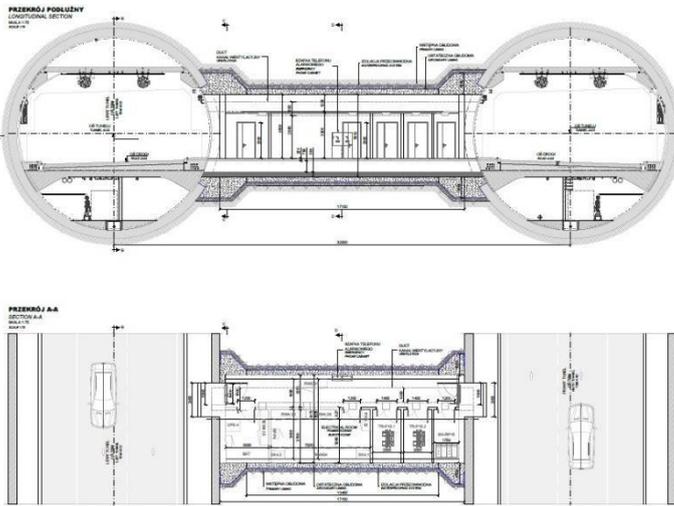


Figure 24. Cross-passage type-c (side & plant views)



Figure 26. Cross-passage excavation in road Gdansk (Poland) Tunnel under Vistula River. Freezing pipes and steel frame to support ring opening.

After ground conditioning, the excavation is developed in conventional phases (Figure 27):

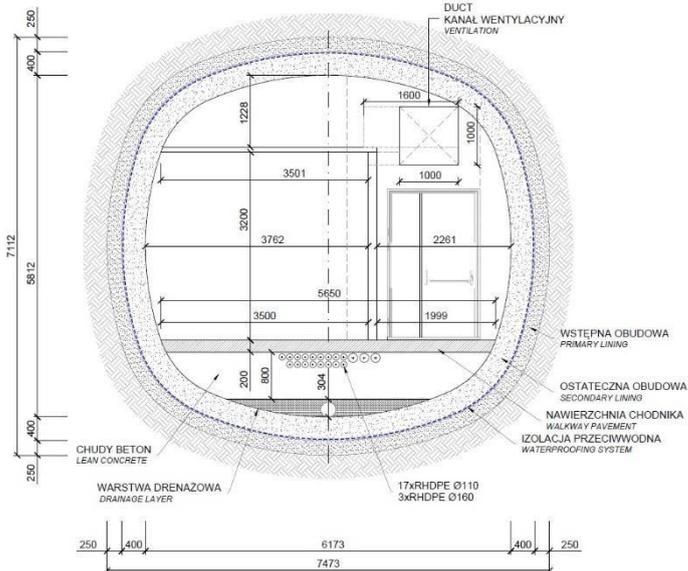


Figure 25. Cross-passage type-C (cross section)

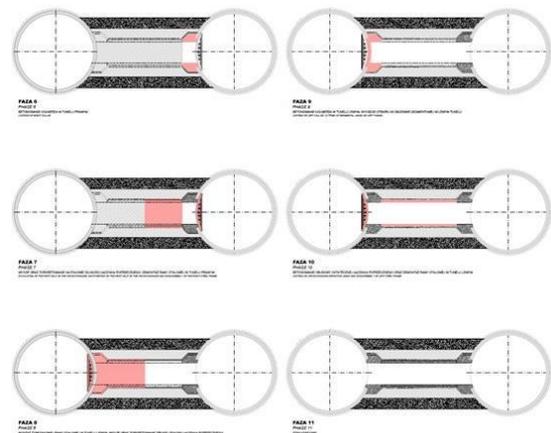


Figure 27. Cross-passages frozen area in excavation phases

5 GEOLOGY

After geological campaigns a geological profile was developed (Figure 28 & Figure 29)

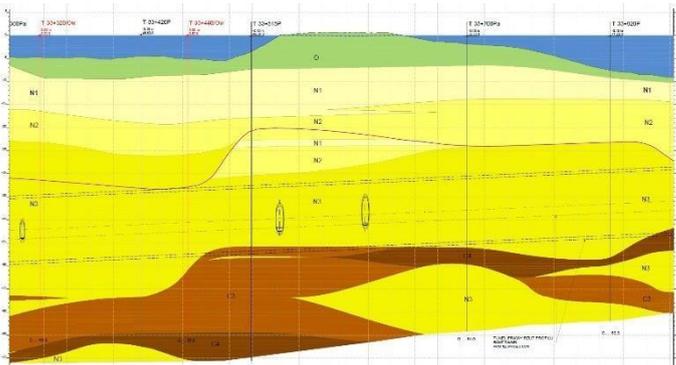


Figure 29. Geological profile with tunnel and two cross-passages (stretch under the river)

GRUNTU GROUND	
A	Grunty antropogeniczne Anthropogenic Soil
O	Grunty organiczne Organic soil
N1	Grunty niespoiste słabo zagęszczone Non-cohesive soft
N2	Grunty niespoiste średnio zagęszczone Non-cohesive medium
N3	Grunty niespoiste zagęszczone Non-cohesive stiff
C2	Grunty spoiste plastyczne Cohesive soft
C3	Grunty spoiste plastyczne - twaroplastyczne Cohesive medium
C4	Grunty spoiste twaroplastyczne Cohesive stiff

Figure 28. Soil units description

As mainly non cohesive materials are found, slurry TBM technology is forecast for these tunnels excavation.

6 RING DESIGN

A 9+0 universal ring has been proposed (Figure 30 & Figure 31).

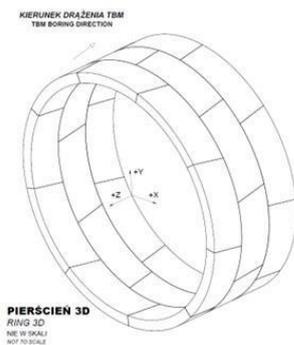


Figure 30. Proposed ring for lining (3D view)

Table 1. Ring main characteristics

Parameter	Description/value
Ring type	Universal 9+0
Diameter (inner/outer)	13,65 ÷ 14,85 m
Length	2,00 m
Taper	±30 mm (radius ~500 m)
Erection positions	18
Longitudinal connection	Guiding rod (no connectors)
Circumferential connection	4 connector per segment
Sealing	2 sealing joints
Reinforcement ratio (standard/heavy ⁽ⁱ⁾)	90 ÷ 128 Kg/m ³

(i) Heavy ring at cross-passages location

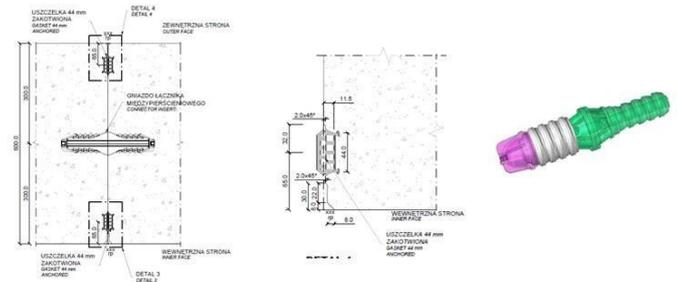


Figure 31. Ring connectors and sealing joint.

7 TUNNEL SLABS

In the tunnel section there are defined two slabs: road slab and top slab (for air extraction).

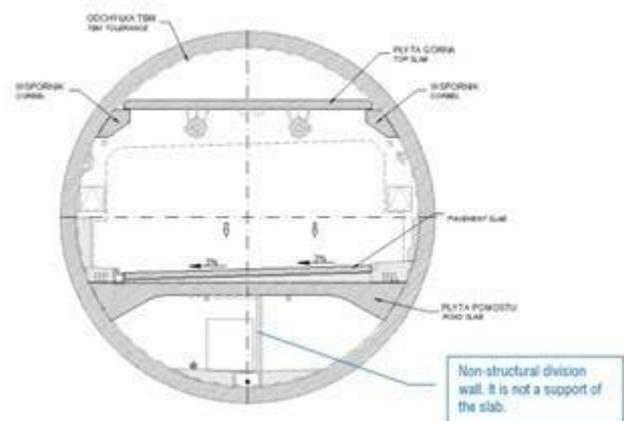


Figure 32. Typical tunnel cross section

Most challenging was the design of the road slab as has more than 12,5 m span with no middle support (Figure 32). This elegant solutions was successfully implement in Barcelona (Figure 33).



Figure 33. Cast-in-situ middle slab for L9 metro line in Barcelona.

8 MONITORING

A comprehensive study of structures potentially affected by tunnel construction was developed, defining both a ZoI (Zone of Influence) and monitoring measures to be implemented (Figure 34).

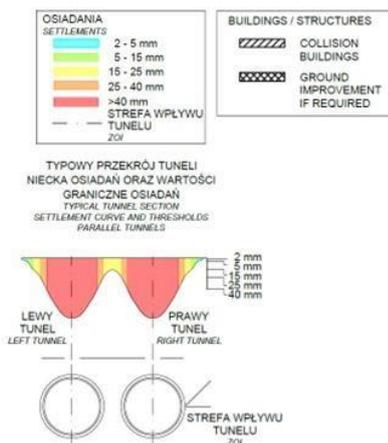
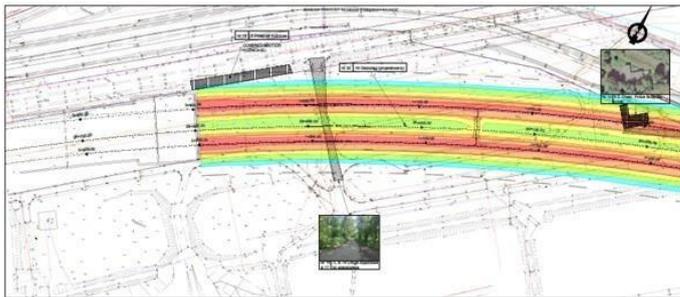


Figure 34. Definition of the tunnels Zone of Influence

A particular BRA (Building Risks Analysis) was developed for each singular structure in the tunnels' ZoI (Figure 35).

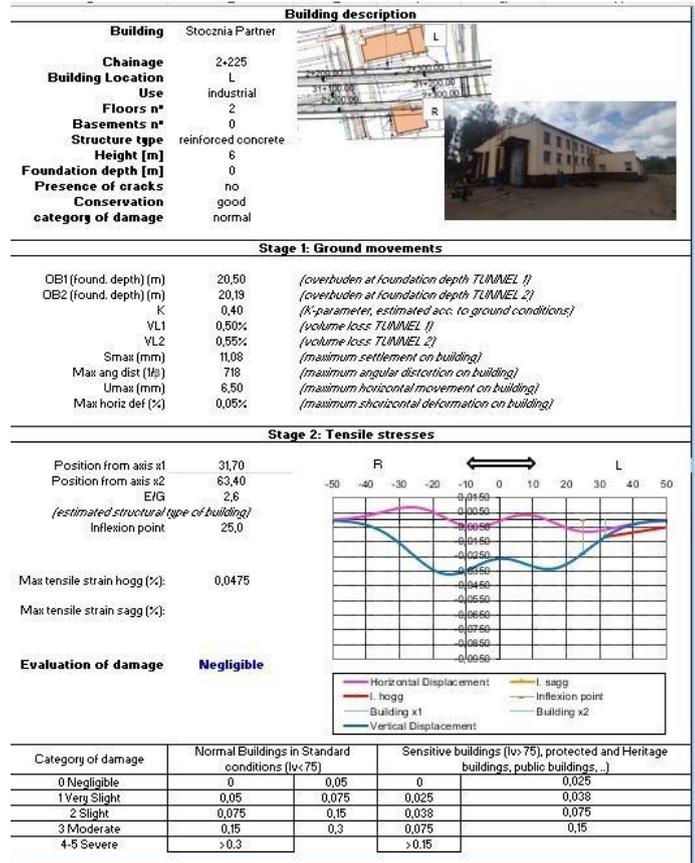


Figure 35. BRA for a shipyard located in the ZoI of the tunnels.

After BRA, also a monitoring proposal was provided (Figure 36).

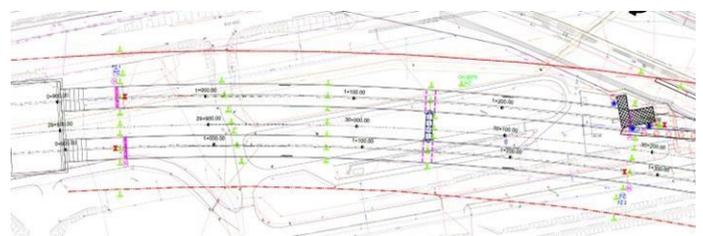


Figure 36. Monitoring measures (a Western stretch)

9 CONCLUSIONS

The set of designs applied in this National Highway project proves the versatility of tunnelling techniques as suitable solution in many situations where other options as bridges or long diversions of the alignment can be considered more expensive and with more environmental impact.

Additionally, as the design integrates the higher safety guidelines according to the state of the art and European standards, tunnelling can be also considered a safe option for both execution (excavation) and service live (traffic).

Finally, the advance on Tunnel Boring Machines technologies, suitability of this methodology has been expanded lately for both wide range of soils and high.

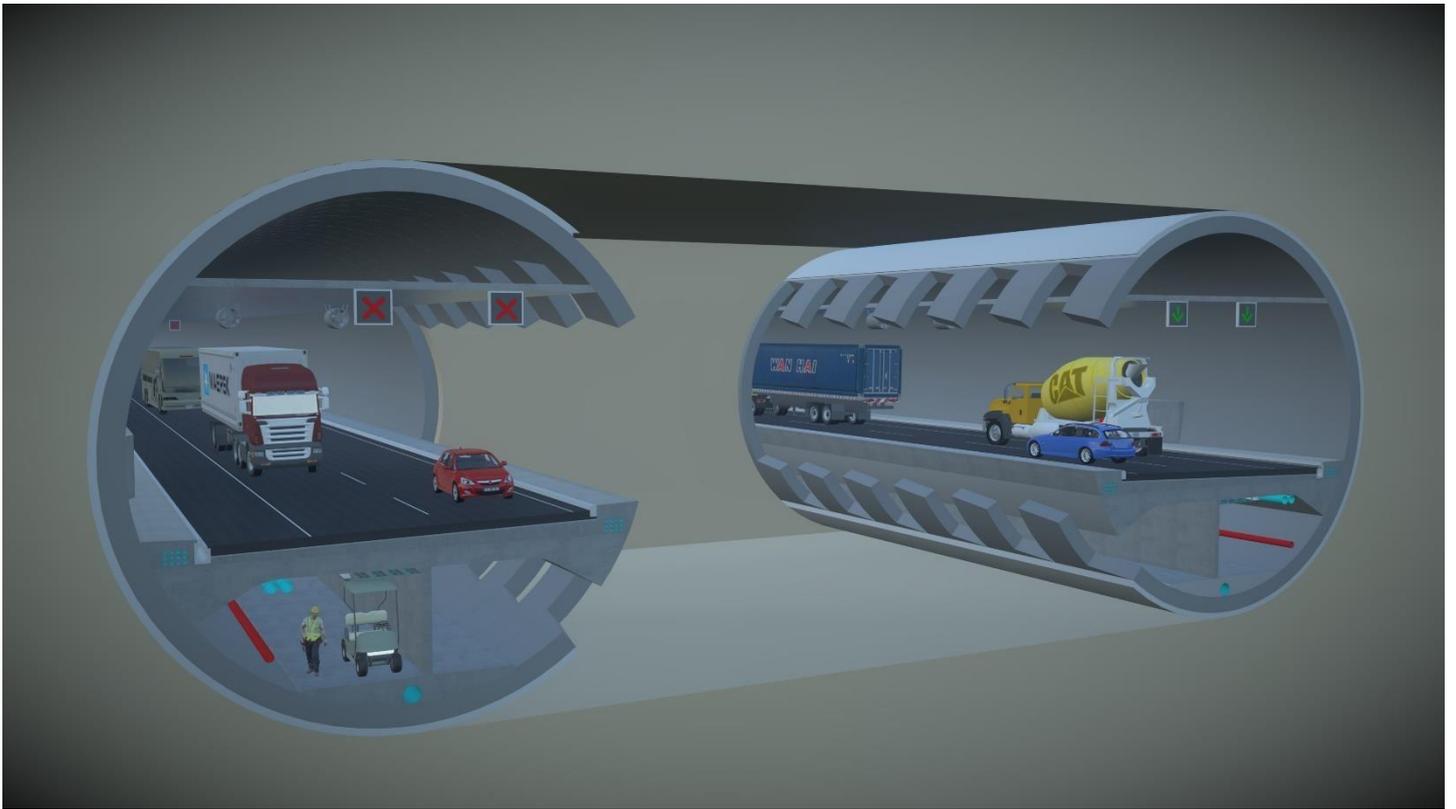


Figure 37. 3D recreation of tunnels in service

pressures, therefore tunnelling is not only a key option nowadays for transportation (traffic, trains, gas, HV, etc.) but in future more applications and optimizations will arrive.



IMPERMEABILIZAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE TÚNEL DE TRANSPORTE DE GÁS EM OPERAÇÃO, NOS ELEMENTOS PRÉ MOLDADOS DE CONCRETO (TBM)

Rossi, Bruno Leonardo

BRSEAL PRODUTOS ESPECIAIS, São José dos Campos, Brasil

Resumo: O túnel do GASTAU, tem emboque localizado no Município de Caraguatatuba, sob a cota de elevação 62 metros e desemboque através de shaft vertical com cerca de 540 metros de comprimento com saída em cota de elevação superior a 600 metros, no Município de Paraibuna, com extensão sub-horizontal e inclinação aproximadas de 5,2 km e 3%, respectivamente e 6 metros de diâmetro. Devido às condições geomecânicas do maciço atravessado, caracterizado em seus primeiros 210 metros a partir do emboque como sendo de baixa qualidade, a execução de sua estrutura deu-se pelo método convencional New Austrian Tunneling Method (NATM), seguida por escavação mecanizada, Double Shield TBM – Tunnel Boring Machine (DS-TBM), em razão da cobertura rochosa caracterizada predominantemente por gnaisses de composição granítica. A partir de inspeção realizada entre os dias 20 e 29 de julho de 2022, foram identificadas surgência de água (com carreamento de finos) dentro do túnel na altura do município de Caraguatatuba/SP, com maior e menor fluxo de água nos pontos. Frente as possibilidades técnicas de soluções, foi necessário considerar as condições de presença de água no local, bem como, aonde utilizar apenas impermeabilização, aonde impermeabilizar e fazer o preenchimento de vazios e consolidação. Com isso, optou-se pela aplicação de resinas especiais de poliuretano estrutural e resinas de base acrílicas flexíveis, sendo uma para preenchimento de vazios e impermeabilização, objetivando estabilização estrutural, e outra sem finalidade estrutural para o preenchimento dos vazios e permitindo a movimentação. A partir de uma malha de injeção pré-definida, os trabalhos foram realizados de maneira a garantir a continuidade de operação do túnel, sendo feito primeiramente as injeções nos locais com maior surgência de água, e posteriormente as injeções de preenchimento em outras regiões. Para tanto, foram usadas bombas de injeção pneumáticas, e o acompanhamento das injeções foi feito pela liberação de excedentes nos bicos injetores e controle de estanquidade de água.



1. INTRODUÇÃO

A consolidação de vazios e tratamento de fissuras é uma prática comum nas manutenções de infraestrutura, seja de pontes, túneis, ou mesmo em construções prediais, combatendo fissuras, trincas, recalques etc. Para isso podem ser usados vários tipos de produtos como: calda de cimento, solo-cimento, e diversos tipos de resinas à base de epóxi, cimentícios, poliuretano e outros.

As condições diversas no Túnel Gastau, um túnel de cerca de 4.900 metros de extensão e com um diâmetro de 06 metros, localizado no município de Caraguatatuba e que faz parte do Gasoduto Caraguatatuba – Taubaté, vinha sofrendo como a presença de infiltração de água constante e carreamento de finos do solo, o que poderia prejudicar a manutibilidade e operação do túnel, fizeram com que a escolha do produto de injeção tivessem as características necessárias para vencer estes desafios.

Desta forma, as escolhas pelas resinas bicomponentes de poliuretano estrutural foi a mais indicada. Sua ‘pega’ acelerada, reagindo e endurecendo em 40 (quarenta) segundos, mesmo na presença de água e chegando nas primeiras duas horas em uma resistência acima de 60 Mpa, contribuíram para realizar as atividades em um período de intervalo curto e logo após as injeções, liberar o túnel para demais serviços de manutenção.

Também foi escolhida a resina de gel acrílico para preenchimento e manutenção da movimentação nas juntas, porém, quando foi utilizada na prática, houve grande dificuldade devido ao grande fluxo de água, sendo mantidas apenas as resinas mais rápidas de poliuretano.

As resinas estruturais foram originalmente desenvolvidas para aplicação em chumbadores como suporte nas escavações das minerações. Foram desenvolvidos devido à dificuldade de aplicação da calda de cimento nos furos das paredes as vezes sub-horizontais e do chumbadores de teto, onde após a perfuração existia muita dificuldade na injeção da calda de cimento que muito mais viscosa e com poder de entrar em pega muito mais lento impediam de se promover a rápida segurança das escavações com a aplicação destes chumbadores.

Hoje, com diversas funcionalidades, as resinas são usadas em vários segmentos da engenharia, trazendo resultados mais rápido e uma maior confiabilidade, devido ao seu processo de fabricação controlado, trazendo qualidade e tecnologia em nossas obras.



2. AS PATOLOGIAS

O Túnel Gastau sofria com infiltrações de água e carreamento de solo que poderiam impactar diretamente no funcionamento do túnel ao longo do tempo



Figura 1 Infiltração com fluxo de água constante



Figura 2 Regiões com infiltração sem grande fluxo de água





Figura 3 Região com carreamento de finos



Figura 4 região com vazamento entre juntas





Figura 5 Vazamento com carreamento de finos

3. DESENVOLVIMENTO DA SOLUÇÃO

Diante do problema, a equipe de Engenharia responsável pelo túnel buscou desenvolver uma solução com a premissa de impactar o menos possível na operação do túnel.

Entre os dias 20 e 29 de junho de 2022 foram executados serviços de campo no túnel para coleta de amostra e ensaios de esclerometria. Tais atividades foram realizadas por empresa terceirizada contratada, com apoio do cliente. Nas amostras coletadas foram realizados ensaios de resistência à compressão axial, velocidade de onda ultrassônica e análises de água e solo carreados. Um breve resumo das conclusões obtidas é apresentado a seguir:

- Todos os resultados dos ensaios de determinação da velocidade de onda ultrassônica apontaram a qualidade do concreto como ótima ou excelente;
- Todos os resultados dos ensaios de esclerometria, realizados nas aduelas, indicaram valores satisfatórios de dureza superficial, iguais ou maiores que à referência de projeto;
- Alguns resultados dos ensaios de compressão axial apresentaram valores abaixo da resistência definida em projeto. Contudo, tais resultados podem estar ligados a perturbações relacionadas ao procedimento de amostragem;
- A granulometria, o peso específico dos grãos e a concentração de óxidos de ferro no material alaranjado carreado apoiam a interpretação de que este é advindo de alteração do maciço, com indicações preliminares de ser o resultado do intemperismo dos diques de



diabásio;

- Somente o material esbranquiçado no trecho em NATM tem indícios de ser oriundo da lixiviação do revestimento de concreto;
- Não foi observada agressividade elevada na água que percola para o interior do túnel.

A partir dos resultados das investigações realizadas e de inspeções realizadas no túnel, foi desenvolvido pela ALTA Geotecnia, com a consultoria de Bruno Rossi da BRSEAL, o projeto de intervenção.

Foi planejado, inicialmente, a utilização da resina de poliuretano estrutural expansiva e resina de gel acrílico.

DETALHE DISPOSIÇÃO DOS BICOS INJETORES (TIPO 2)
ESCALA 1:5

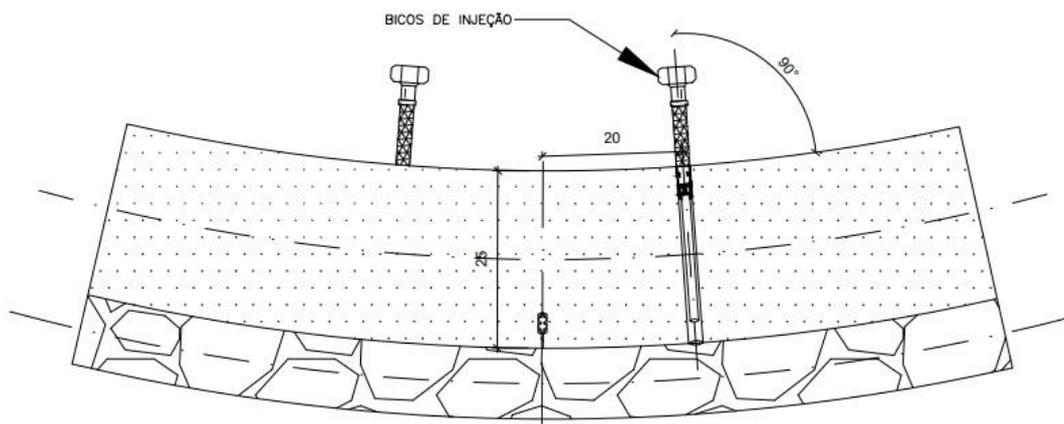


Figura 6

DETALHE DISPOSIÇÃO DOS BICOS INJETORES (TIPO 1)
ESCALA 1:5

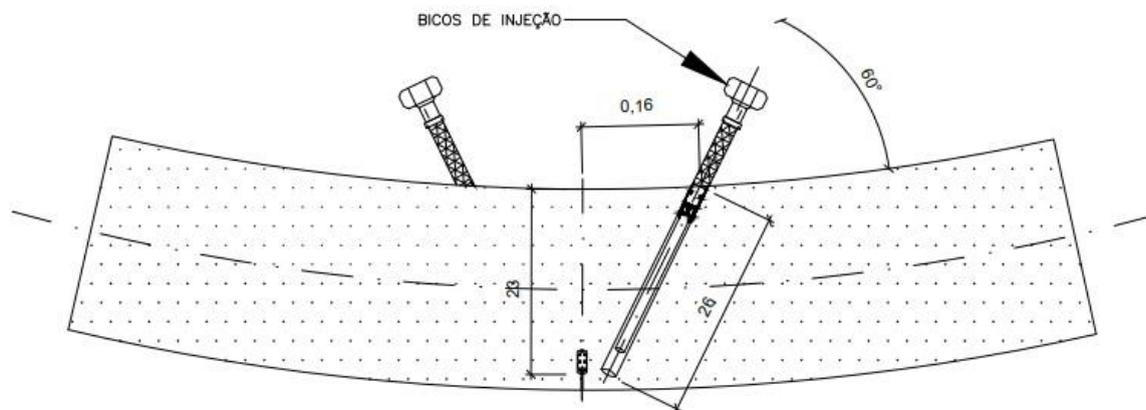


Figura 7



4. A OBRA

De posse do projeto, a equipe da RETENG Engenharia (UPTEC), juntamente com os especialistas do cliente, projetista contratada e a consultoria da BRSEAL (fornecedor da resina), começaram a definir a metodologia executiva.

Primeiramente, definiu-se uma malha de furos que levasse em consideração o tempo de preenchimento da resina para o volume estimado em projeto, como também a diferença de reação dos dois produtos: Resina de poliuretano estrutural expansiva e resina de gel acrílico.

No período entre 06/03/2023 e 18/09/2023, parte das soluções especificadas nos projetos supracitados foram implementadas no Túnel GASTAU, sendo estas a injeção no maciço; adequação do sistema de drenagem interna com drenos horizontais profundos; e proteção contra corrosão das cabeça dos tirantes. Tais soluções foram executadas pelas empresas UPTEC e RETENG no período de 06/03/2023 a 15/09/2023

Durante o acompanhamento técnico das obras mencionadas foi possível chegar às seguintes conclusões:

- As injeções tipo 1 (gel acrílico) não se mostraram adequadas frente a vazão observada nas percolações.
- As injeções tipo 2 (poliuretano estrutural) se mostraram, de forma geral, eficientes para eliminar as percolações nos pontos onde foram realizadas. Todavia, é necessário um perímetro de segurança para impedir que o fluxo seja simplesmente deslocado de um ponto para outro.

5. Identificação das regiões a serem injetadas e teste de equipamentos

Nesta fase foram mapeadas e identificadas os pontos de infiltração, com maior fluxo, maior carreamento de finos, menor fluxo e apenas infiltrações para definir as injeções que seriam realizadas inicialmente e as que seriam complementares.

Antes dos equipamentos entrarem em atividade foram realizados testes e treinamentos externos ao local da obra para adquirir a segurança, e eficiência na operação.





Figura 8 Teste dos equipamentos de injeção no túnel



Figura 9 Checagem de todo sistema de injeção bi componentes

Os testes serviram também para checarmos as reações dos produtos, tempo e área de preenchimento, principalmente na resina expansiva.



Foi nos testes que definimos a quantidade de misturadores a serem usados para a melhor consistência do componente A e B, para que chegasse no ponto de expansão necessária.

6. RESUMO DO PROCESSO EXECUTIVO

6.1 Perfuração para acesso

As perfurações foram realizadas diretamente nas peças, com uso de furadeiras de alto impacto



Figura 10 Perfurações



Figura 11 Perfurações





Figura 12 Perfurações para instalação dos bicos

6.2 Instalação dos bicos



Figura 13 Instalação dos bicos de injeção





Figura 14 Bicos de injeção instalados

6.3 Injeção das resinas

Após a perfuração serem realizadas e os bicos instalados, a resina foi injetada de forma alternada.



Figura 15 Tratamento de injeção com os bicos de injeção instalados





Figura 16 Resina sendo injetada

6.4 Retirada dos bicos e calafetagem

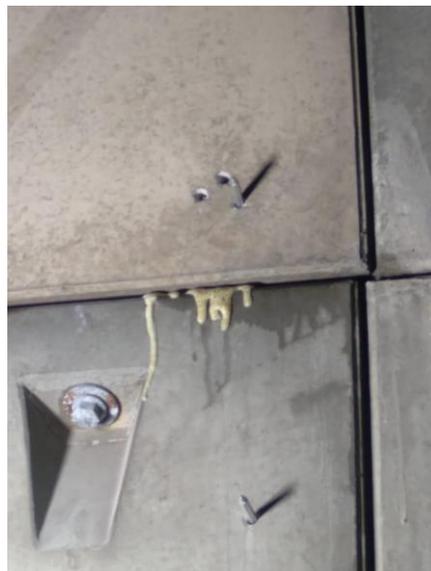


Figura 17 Detalhe do material de resina injetado reagindo e retornando pelas laterais dos pre moldados





7. CONTROLES ESTABELECIDOS

Foi realizado o controle e o mapa de injeção, atualizado diariamente, com as informações de local (furo) de injeção, quantidade em Kg de produto injetado.

3.1	<p>Com base em todas as avaliações feitas na reunião e em campo, definiu-se que a injeção continuará a partir da estaca 244 e 245, seguindo para a estaca 298, e então para a 302 até 304 e por fim a 347, nesta ordem.</p> <p>1) Estacas 244 e 245; 2) Estaca 298; 3) Estaca 302 a 304; 4) Estaca 347.</p>	UPTEC/RETENG	AO LONGO DAS ATIVIDADES DE INJEÇÃO
3.2	<p>Devem ser realizadas as injeções APENAS das surgências na lateral onde está o duto nas estacas 244 e 255, 298 e 302 e 304. Caso surjam novos pontos na diretriz superior, ou na outra lateral, estes pontos devem ser mantidos sem injeções, inicialmente.</p>	UPTEC/RETENG	AO LONGO DAS ATIVIDADES DE INJEÇÃO
3.3	<p>Cabe ao ATO acompanhar todas as injeções e garantir que SOMENTE os locais definidos em campo serão injetados.</p>		AO LONGO DAS ATIVIDADES DE INJEÇÃO
3.4	<p>Na Estaca 347, deverá ser injetado material nos principais pontos de surgência d'água, com o acompanhamento do ATO, não se limitando à lateral onde encontra-se o duto.</p>	UPTEC/RETENG	AO LONGO DAS ATIVIDADES DE INJEÇÃO
3.5	<p>Após todos estes pontos concluídos, deverá ser passado para a o status dos locais e a quantidade de material sobressalente, para avaliação dos próximos passos. A avaliará se o material será utilizado nos novos pontos de surgência próximos das estacas já injetadas, ou seja, nos pontos de surgência que não estavam na lateral com os dutos, ou se o material será utilizado em outra região (Ex.: 347 a 374).</p>		APÓS PONTOS DE INJEÇÃO DEFINIDOS EM ATA

Figura 18 Relatórios e acompanhamentos

Foram utilizadas cerca de 27.000 kg de resinas de poliuretano estrutural, tratando cerca de 2500 metros de túnel, cobrindo grande parte das infiltrações apresentadas.



8. Conclusão

Podemos afirmar que, com os controles realizados, as constantes aferições no local, desde as intervenções realizadas, que a utilização da resina de poliuretano foi eficaz na resolução do problema de impermeabilização no túnel Gastau. Além disso, os trabalhos foram realizados sem interrupção na operação do gasoduto, como era planejado.

9. AGRADECIMENTOS

A todos que direta ou indiretamente participaram da execução deste trabalho, incentivando e contribuindo com informações e experiências.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] BITTENCOURT, T. N.. **Estudo experimental do fraturamento do concreto estrutural por meio de corpos de prova cilíndricos**. Technical Bulletin, School of Engineering, University of São Paulo, São Paulo, 2000 (in Portuguese).
- [2] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.
- [3] CORNELL FRACTURE GROUP. **Franc3D Menu & Dialog Reference**. Cornell University, Ithaca, 1998.
- [4] FERNANDES, C. A., et al.. Piles reinforcement for São Paulo subway, **41º Congresso Brasileiro do Concreto**. São Paulo, IBRACON, 1999.
- [5] SHAH, S.P.; SWARTZ, S.E.; OUYANG, C.. **Fracture mechanics of concrete** -applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials, New York, John Wiley & Sons, 1995.



Rubber gasket trends: Advanced watertight solutions for Immersed tunnels

N.W. van den Brink, M. Razzaghighaleh
Trelleborg Marine & Infrastructure, Rotterdam, The Netherlands

ABSTRACT: Immersed tunnels have been successfully used for over a century. They have always seen a steady growth and stable development albeit they are a niche in the tunneling industry. Recent trends in the past 25 years show major changes in the application and construction method of tunnels. No longer do we only build short connections but longer and deeper tunnels are the norm. This all led to an increase in requirements for the immersion joint. Meanwhile tunnels built in the past are coming of age and are in need of a thorough inspection and may need refurbishment. It is these two trends combined that give opportunity and requisite to improve the sealing system in both capacity as in reliability. The purpose of this paper is to examine the current trends in immersed tunnel design and maintenance, highlighting the advancements in sealing systems. It aims to provide a comprehensive review of challenges faced, solutions developed, and their practical implementation through detailed case studies.

1 INTRODUCTION

1.1 *The immersion joint*

The complete system of seals that has the critical function of keeping water out of an immersed tunnel is called the “immersion joint” (Figure 1). The layout shown is the most common type of joint arrangement which will be used throughout this paper. This joint is flexible in nature and needs to be resilient in order to function properly. Settlement of ground, seismic activities, construction and placement imperfections, creep and expansion of tunnel elements are all taken care of by this joint. The best known immersion joint is the combination of the Gina seal and the Omega seal. There is a long history in designing and producing these two critical seals. A significant change is observed over the last 25 years. Different production techniques and rigorous testing have led to a new generation of tunnel seals. This all in conjunction with demands from the industry where larger deeper and more technically challenging projects are the norm. This paper will elaborate on market trends, changing demand and product development of the immersion joint.

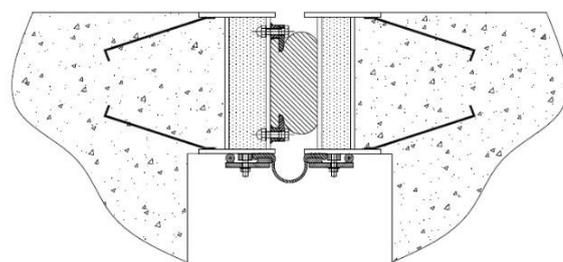


Figure 1 - Standard immersion joint cross section

1.2 *Gina seal*

The Gina seal is seen as the primary seal within the immersion joint. It is compressed by hydrostatic pressure when two adjacent tunnel elements are coupled in a pre-dredged trench and the water is removed between the two bulkheads at the end of the two elements. The compression of the rubber material results in large compression forces against the steel end frame of the elements construction, this prevents water ingress and makes the tunnel prevail over forces of nature. Due to the flexible behaviour, the Gina seal is also able to transfer loads between two adjacent tunnel elements, which prevents unwanted

internal stresses within the tunnel construction and possible damage (Figure 2).

1.3 Omega seal

The Omega seal is the secondary seal within the immersion joint. The seal is installed on the inside after the tunnel elements are coupled. This membrane seal, which is able to cope with large dilatations, is subject to the Gina seal. It will follow the Gina's compression behaviour during the tunnels lifetime, which is caused by shrinkage and expansion related to temperature differential. The fabric inlay material accounts for the seals structural integrity whereas the rubber contact surface creates a watertight barrier. Clamping strips on both sides of Omega flanges exert the required clamping force to ensure water does not pass.

2 TRENDS IN IMMERSED TUNNELS

As more knowledge is acquired and project requirements have changed, the size, shape and solutions of rubber sealing solutions may have developed over the years. These sections will describe trends, solutions and constraints based on practical application and real life solutions.

2.1 Gina seal trend

One trend that has long been a discussion is the relevancy of the Gina gasket. In the Netherlands, for

a long time, the Gina gasket was seen as a secondary seal with a temporary function. This is an inheritance of the original purpose of the Gina seal. However, by time, and increasing track record, other countries usually approach the gasket as a primary seal with the need to be used for the full length of the service life of the tunnel. The principle of having a double barrier to water ingress is now usually adapted in design requirements. Although the Gina gasket has performed excellent over time, the need to prove at least 100 years lifetime has pushed the testing criteria significantly.

2.2 The knowledge legacy

“Doubt grows with knowledge”. This is also the case within the field of civil engineering. This is not necessarily a bad thing as the industry becomes more critical in the way it builds, calculates and justifies decisions. It did however put a heavier toll on the way proposed solutions are validated. More testing, more calculations and more critical discussion in application.

2.3 IMT dimensions and water depth

Trelleborg has supplied rubber tunnel seals for over 60 years, knowledge on the products actual performance has been gathered over the years and gave new insights. Either in confirmation of its performance or showing weaknesses in critical

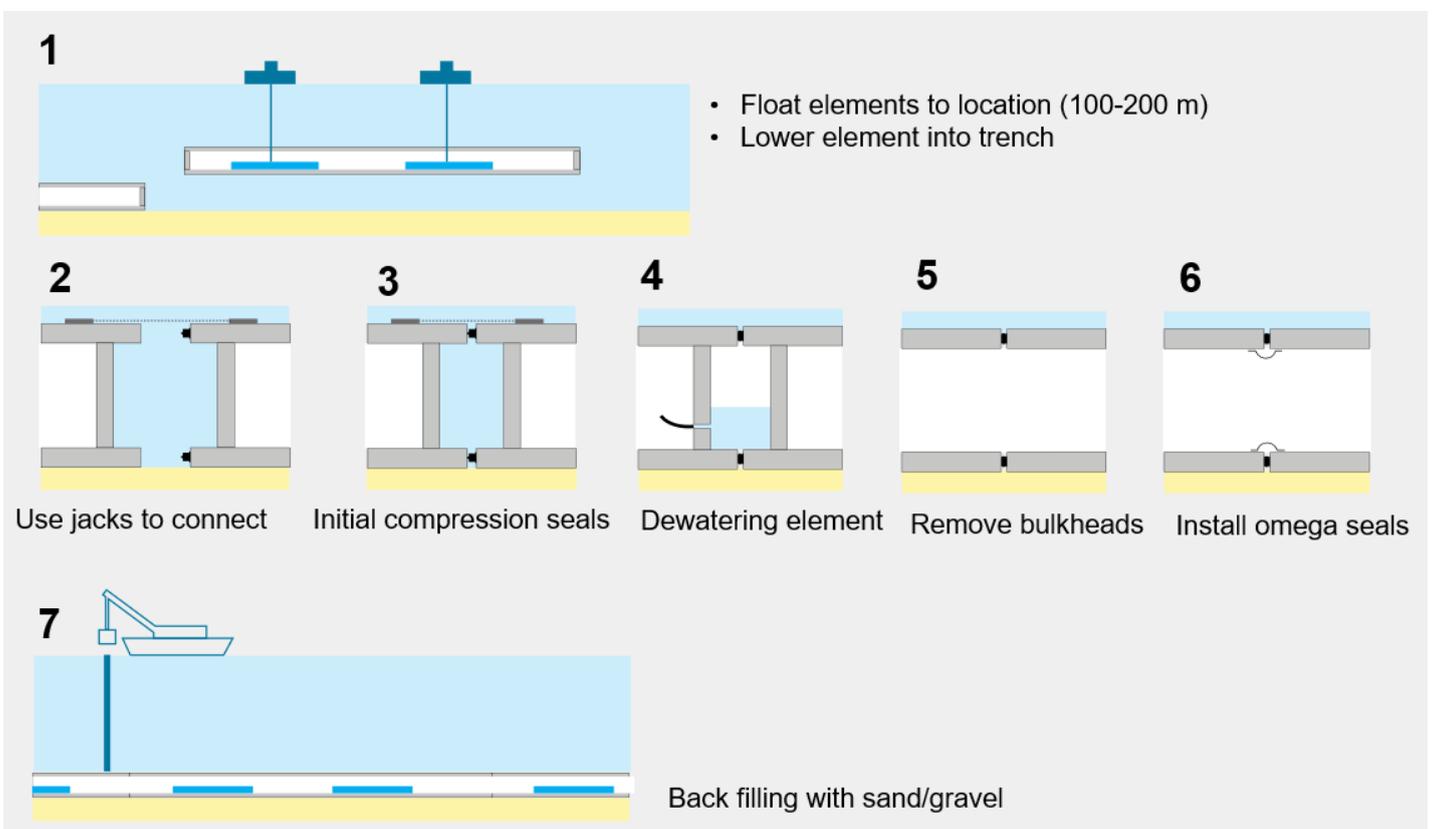


Figure 2 - The immersion process

situations not seen beforehand. All this led to a more profound knowledge on how the systems works over time. Knowledge on tunnel joints behaviour and having seen large unforeseen settlements, led to the increase of criteria for new tunnels, as the industry started to build deeper and longer tunnels (*Lunniss and Baber, 2013*) (Figure 3). This is solved by countering these settlements with soil improvements, foundations or allowing a higher movement. Especially the latter has resulted to increased capacity of joints and larger sealing profiles.

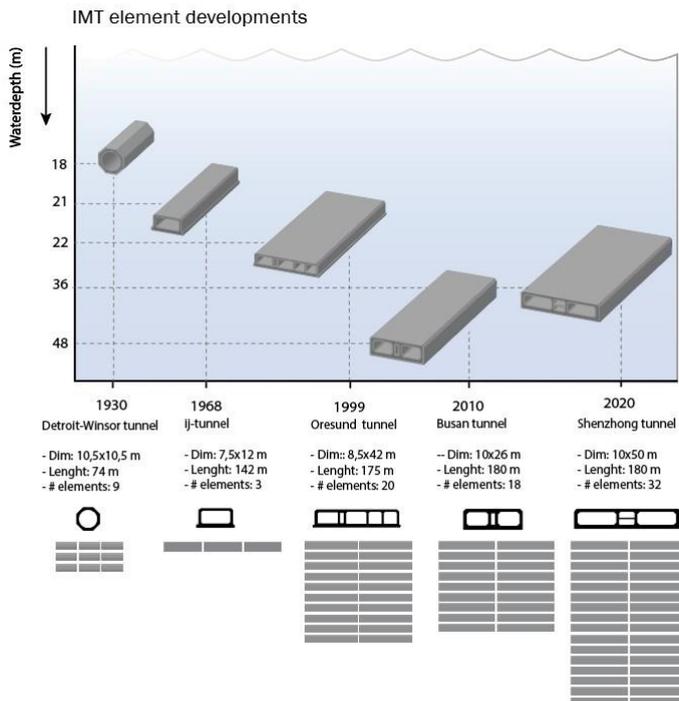


Figure 3 - IMT element development over the years

2.4 Selection of steel works

A part of the critical components in the sealing system consists of metallic elements such as the clamping system for Omega and Gina seal as well as the steel end-frame on which the seals are attached. These have largely been made out of structural steel with its inherent corrosive limitations. Although protection has largely been applied using coatings or galvanization, it became evident that the test of time takes its toll. Although there is a trend towards better methods such as cathodic protection in some countries, corrosion is a serious limitation of the currently applied systems. New renovation techniques are under investigation and large renovation projects have a major focus on mitigating these problems. This change has resulted to a far more critical focus on these components. A direct consequence is the use or consideration of more corrosion resistant types of steel such as Duplex EN1.4462 steel for various projects, such as the

MOSE storm surge barriers and the Marieholm immersed tunnel. Although costs may be significantly higher, there are obvious advantages in relation to lifetime and absence of the need for alternative corrosion protection systems such as sacrificial anodes. Other less obvious advantages are the reduced vulnerability to handling of the clamping strips on-site, during transportation and installation. Coated systems are frequently damaged during handling and often not properly repaired before commissioning. In recent investigated road tunnels in the Netherlands it was found that corrosion was specifically present in areas at the bottom corners where there is a zone of dry and wet conditions (*Wang and Du, 2016*). In this case water from the road seeps through the joint opening and submerges the bottom clamps. The walls are however dry and where the water level breaks, the surface conditions for corrosion are optimal. One might consider to use Stainless steel alloys in specifically these areas or other areas more prone to corrosion. This solution has been adopted for the Fehmarnbelt tunnel.

2.5 Project requirements

A major impact on the design of the Gina and Omega seal has been application in seismic areas. The challenge to build in such areas requires a great deal of flexibility for the immersion joints. Flexibility in this case means resilience of the rubber material as well as freedom of movement. In the event of an earthquake, the Gina seal is subjected to large sudden deformations. This generates large stress/strain changes in the rubber which requires excellent mechanical properties such as, tensile strength, elongation at break, tear strength and resilience. The Gina seal for seismic application is a relatively large product. This provides challenges for manufacturing and testing due to rising pressure and vulcanization time that is needed. New tests have been developed and the production method optimized to cater for such large products. Consequently larger products with a higher degree of flexibility also require a larger steel end-frame. Another shifting requirement is the philosophy on design life, which is continuously increasing. The replacement of George Massey tunnel in Vancouver has a design life requirement of 150 years.

2.6 Certification

Immersed tunnel seals are products that are supplied within a niche market, for which universal quality control is developing. Where it was previously sufficient to prove that tunnel seals are fit for purpose by extensive testing and stringent quality control, a rising need for quality standardization appears to be the future. Such standardization would require local

accepted standards which are CE or UL compliant, co-created with 3rd party authorities.

2.7 The steel end-frame

The steel end-frame on which the seals are typically mounted, contribute to a large part of the costs of the system in entirety. The increasing concern regarding corrosion and the ready solution of duplex alloys are even more costly. Attempts have therefore been made to omit the steel end-frame entirely. Although this has been done in the past such as in the Rotterdam Metro tunnel, it has never been attempted to be used with cast-in rubber seals (Mortier et al, 2023). The goal of this conceptual approach is to minimize impact on construction time, mitigate the corrosion problem of metallic parts and simplify the whole system altogether. This solution might reduce costs for construction as well as installation time. This conceptual approach however had its own structural and production challenges. Alternative ideas exist such as simplifying the system while maintaining at least a part of the steel end-frame. This was seen at the Øresund Link, in which the conventional H-profile was simplified to an L profile while omitting the secondary welded plate. This concept is easier to construct, while reducing the risk of poor concreting around the steel end-frame (C. Marshall, 1999). Future projects are looking into this topic and solutions are proven to be viable.

2.8 Refurbishment and renovation

As immersed tunnels are getting older and are approaching their maximum design life, an increased focus on structural health monitoring is seen for both research institutes and tunnel asset managers (Gavin and Broere, 2022). Various monitoring techniques are being developed to create awareness on remaining lifetime of the tunnel (Zhang and Broere, 2023). Knowledge and monitoring of critical tunnel components such as immersed tunnel seals are key in this monitoring process.

3 METHODS IN SEAL PRODUCTION

Described trends and industry requirements influence the way immersion joints are produced and transported.

3.1 Combining rubber compounds

Several natural rubber compounds in the range of 40 to 70 Sh.A hardness are used to meet the stiffness requirements in order to deal with joint movement, construction tolerances and to damp and absorb energy in seismic events. The size and geometry of the Gina profile in combination with the hardness

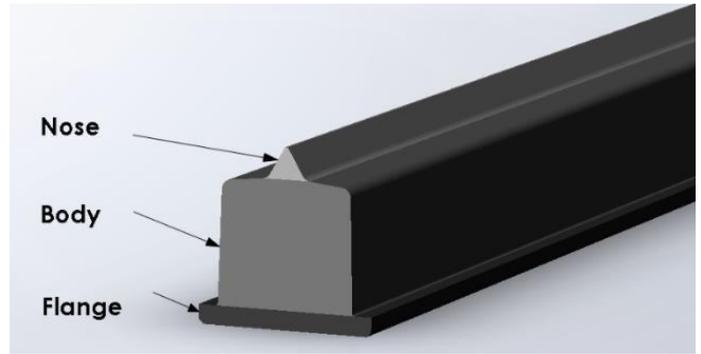


Figure 4 - Gina seal composition

selection of the rubber, determines the stiffness of the product. Although the Gina seal is a solid rubber product, different rubber compounds can be used for the nose, body and flange sections of the profile (Figure 4). The softer nose allows a larger initial compression during immersion, while the harder flange ensures proper fixation to the steel end-frame. The stiffness of the Gina profile is governed by the body compound, for which an appropriate hardness may be selected such that the seal can cope with its compressive and shear forces..

3.2 Moulded Gina seal

Large Gina profiles are produced in a mould to ensure dimensional stability and high material quality to meet up to the 100+ lifetime requirement. The length of the press and mould is limiting the production efficiency due to available machine dimensions and clamp force generated but gives a better control of dimensions than other production processes such as extrusion. The application of different rubber compounds and hardness in different sections of the product has the advantage to create solutions that are project specific per section of the product to meet demanding project requirements.

3.3 Logistics

Engineers are facing the challenges of handling and transporting the moulded parts and certainly the final Gina seal. Nowadays a Gina seal can have a weight

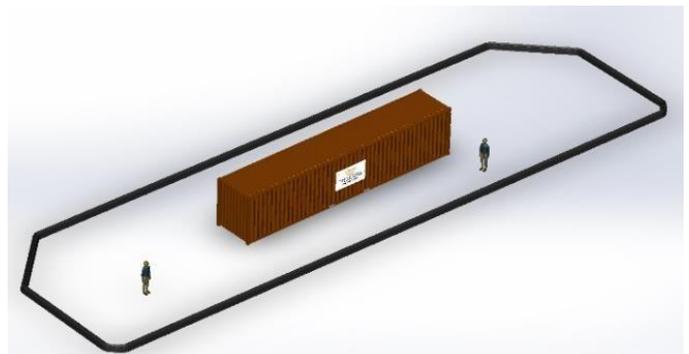


Figure 5 - Gina seal with 40 ft open top container

of up to 1 2 tons. Large Gina gaskets are one closed length single rubber part made from several lengths and corner pieces using high quality vulcanized joints rubber products. They can be folded to make it fit in an 40 ft open top container (Figure 5 & Figure 6). When dimensions are getting larger or when it contains steel inserts, it can be very difficult or impossible to fit these seals into a container and the joints must be vulcanized on site.



Figure 4 – Gina seal during packaging

4 PRODUCT DEVELOPMENT

All above mentioned trends and increased project requirements have resulted various seal developments.

4.1 Gina seal

4.1.1 Design

The design of Gina seals has changed in the sense that material properties are to cater for large settlements and/or possible dynamic movements, higher water

pressure resistance, increased stability to prevent buckling, longer longevity whilst maintaining all of the above required properties. The dimensions change need to be chosen carefully as the seal is not only to have the right mechanical properties, it also needs to be fit for purpose. There is a tendency for Gina profiles to become larger due to more demanding project requirements, such as large joint opening and expansion caused by temperature differential and/or seismic events (Figure 7). As each tunnel joint can have different dimensions and different depths, there needs to be a way to tune the gaskets compression, shear performance and resistance. This all is a balance carefully maintained by having a range of compound hardnesses to select the stiffness and different ratios of width and height of the body. The nose of the gasket places an intricate role in the immersion process and the size can be used to grant more tolerance allowance on the contacting surfaces. However increasing this allowance reduces the capacity at higher depths. The gaskets dimensions are therefore a combination of performance versus construction and application requirements.

4.1.2 Dynamic compression

Apart from adjusting manufacturing techniques, improved rubber resiliency and selecting the right dimensions, each new developed gasket has to undergo rigorous testing. A development in demands is to align test conditions with the actual situation.

In normal situations, the Gina gasket undergoes only static deformations and design and testing has been done to confirm functionality in these situations. Applying seals in a seismic area also requires testing in a dynamic environment. Relevant testing has been performed on rubber samples and confirm that natural rubber has suitable properties. Confirming the properties on material level is one thing but the validation test should be done on a 1:1 scale sample.

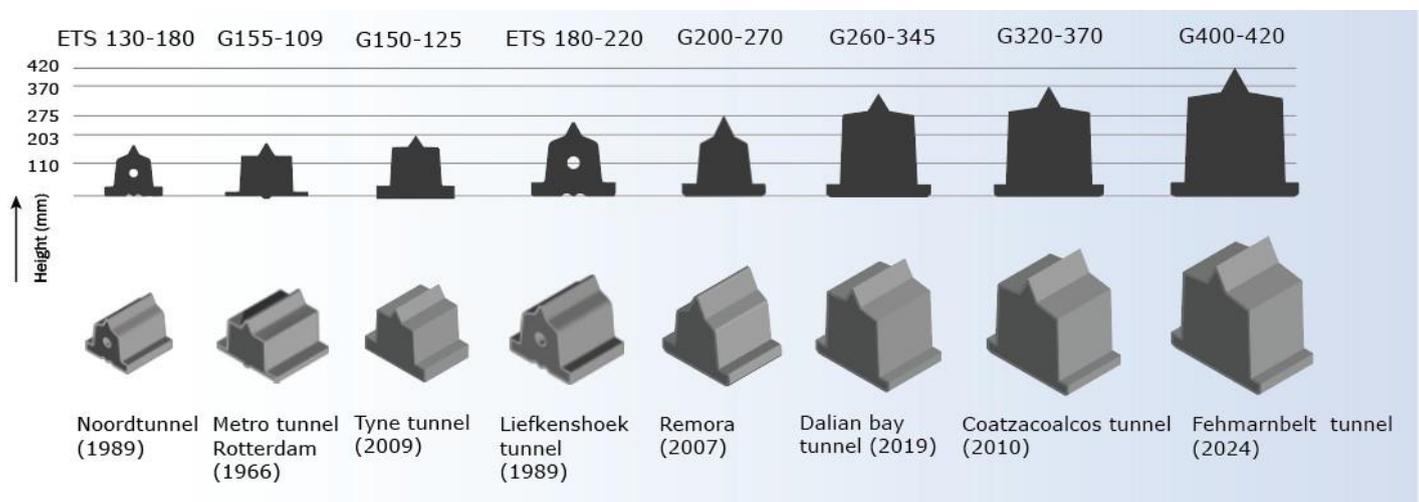


Figure 5 - Gina seal development over the years

Seismic effects on immersed tunnels have been thoroughly investigated (Ouyang *et al.*, 2020). A dynamic compression test that simulates seismic effects on the Gina seal has been performed by Trelleborg within the faculty of civil engineering at the Technical University of Delft, The Netherlands. The performance of a Gina gasket is related to decline in compression resistance and permanent deformation due to compression. This is a loss of sealing capacity and is taken into account into the expected lifetime performance. However for static conditions this may be different than for a dynamic applied condition. Therefore a dynamic test is executed by enforcing a dynamic sinus-wave compression on the Gina seal with an amplitude of 30mm (10-70mm) and a frequency of 0.1Hz (Figure 8). Expected reaction load is 0-95kN. A total of 100 cycles is applied. After this first dynamic deformation a second dynamic sinus shaped deformation is applied to the Gina gasket. The gasket is first compressed to 100 mm deformation, followed by a dynamic deformation with an amplitude of 30mm (70-130mm) and a frequency of 0.1Hz. Expected reaction load was 95-560kN. A total of 100 cycles is applied. The difference in compression range for the

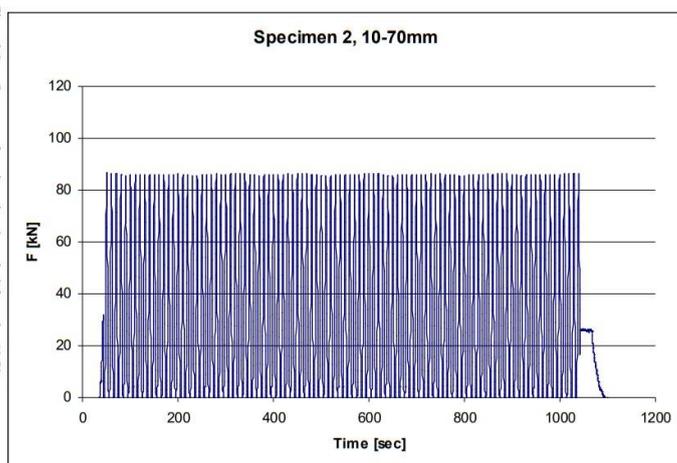


Figure 8 - Dynamic sinus shaped deformation

dynamic test resembles the application range of the seal. This may either be in a limited or high compression state, depending on application. The permanent deformation is measured and the initial response compared to the last response show a decline similar to a statically compressed sample. This means that the dynamic deformation leads to no greater loss of performance when compared to static application.

4.1.3 Shear deformation

Scaling up the Gina seal has led to an offset in stability. The water pressure lateral force in relation to the axial stiffness of the seal changes not in favour of reduced stability. Especially in seismic



Figure 9 - 150 mm transverse shear movement

applications and at greater depths the seal is prone to buckling. It is therefore required to perform extensive shear testing on the gasket to rate its performance and stability (Figure 9). Shear test are typically both executed in a static and dynamic setup.

4.1.4 Durability

Prolonged lifetime requirements and improving or changing rubber compounds, requires a rigorous testing regime to define lifetime durability. An accelerated ageing test has been performed with a duration of over 1 year. These values could be confirmed by testing samples from an obtained moulded Gina seal, used for over 60 years in-situ. These samples were obtained as a test specimen from the Rotterdam Metro tunnel. Combining in-situ measurements with laboratory test results provide an accurate and reliable lifetime assessment of this seal. The sample used was roughly 7.7 kg in weight, 300 mm in length, 175 mm in width and 150 mm in height. The Gina sample consisted of two different rubber materials. The nose component composed a softer compounds than the material used for the body. The specimens were prepared by cutting, buffing and die cutting according to ISO 23529. Figure 10 shows the Gina profile section and the three locations, from

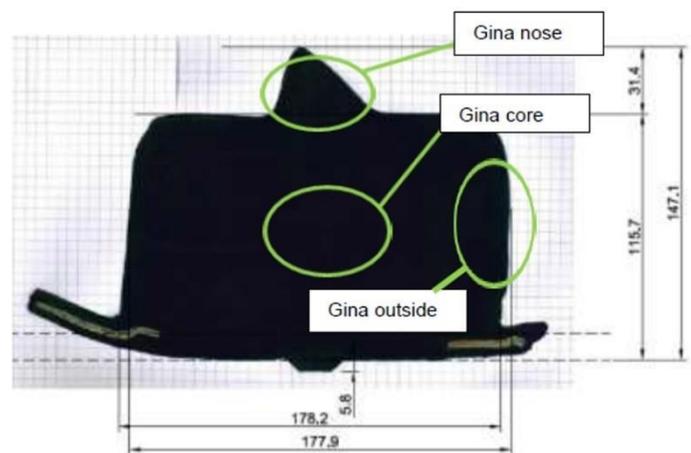


Figure 10 - Cross section that shows defined areas of sampling

which the test specimens for physical-mechanical testing, were taken.

The following tests were performed on test specimens located on the Gina nose, Gina core, Gina surface:

- Hardness (ISO 7619)
- Tensile properties (ISO 37)
- Stress relaxation in compression at 23 °C (ISO 3384A)
- Compression set at 23 °C and at 70°C (ISO 815-1)
- Tear resistance (ISO 34-2)

Actual dimensions of the Gina profile were measured. Using the original and actual dimensions of the Gina sample, the magnitude of permanent deformation was calculated and used for estimating the expected lifetime time. Additional hardness measurements were performed for the Gina sample throughout the cross section. The hardness of the profile was measured at each 3 mm from the Gina surface to the core of the sample. This measurement creates insight on hardening within the seal (Figure 11 & Figure 12).

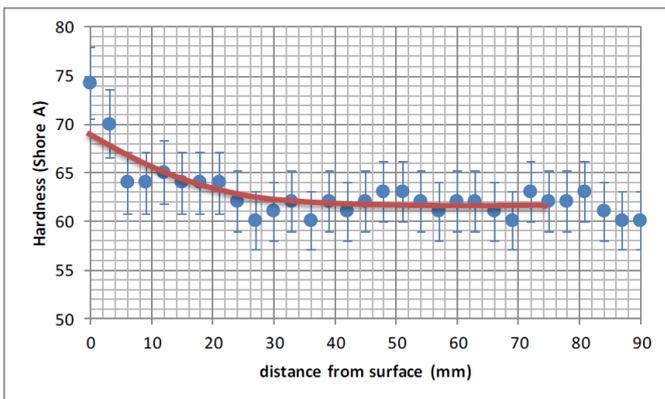


Figure 11 - Measured hardness throughout the cross section of the Gina seal

Temperature dependant oxidative ageing tests have been executed and reported (Naus, 2013). This accelerated ageing test forms the basis for the determination of remaining lifetime. The Arrhenius equation has been used based on several relevant material properties to establish the lifetime:

$$t = A * \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (1)$$

or

$$\ln(t) = \ln(A) - \frac{E_a}{RT} \quad (2)$$

The measured properties show limited to no degree of ageing in the core of the seal. The Gina surface showed degree of ageing but still allowing the seal to

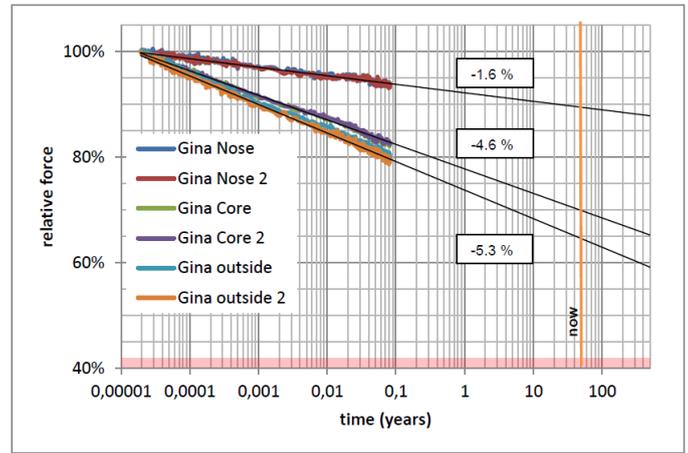


Figure 12 -Measured relaxation values of samples taken over various parts of the cross section

perform for the residual desired lifetime of an additional 50 years.

4.1.5 Watertightness

The crucial characteristic for any seal is its water tightness. In the past, tests have been done while pressurizing the Gina seal (1:1 scale closed loop) from the inside out. In reality, the pressure is exerted from the outside and especially the corners of the gasket are affected differently in such load case. In order to assure more real application performance, a new testing protocol has been adopted. This protocol allows for prolonged and extended duration testing that tests the gasket also on time dependent factors such as relaxation and temperature variations.

4.2 Omega seal

4.2.1 Larger Omega seals

The Omega seals have to deal with large movements and consequently large Gina seals because the Omega seal needs to cover the Gina seal and needs to accommodate large movement. A larger Omega seal leads to significant higher demands from the clamping system. A larger span increases the Omega wall tension and required clamping force. In order to compensate for this, an improved type of clamp has been introduced (Figure 13).

The contact pressure is taken by a full rubber flange that is able to distribute the load onto the concrete surface, therefore preventing concrete damage and allowing for rotation. The bolt load is much more efficiently distributed in this setup. The introduction of larger Omega seals, or so-called sleeve joints, have led to the increase of seal dimensions. Membrane seals, referred to as M-Seals, have been applied, using a width of over 1.8 m (Figure 14).

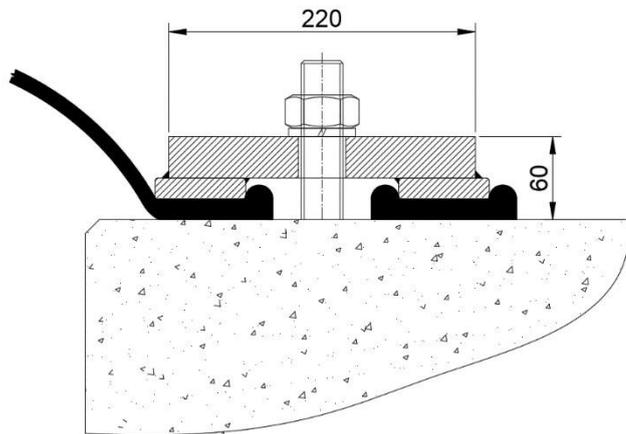


Figure 13 - Improved clamping system allowing higher compression pressures and reduced contact load at the non-sealing side

4.2.2 Burst testing

Normally the application of the Omega seals under relative low pressure, requires a less stringent testing regime. The use of Omega seals in joints deeper and under possible high movements, require a much more critical look at the actual capacity. The newer generation of seals are additionally reinforced with extra layers of internal fabric and applications are closer to the theoretical limit of the capacity of the seal. There is a practical limit in the gap size an Omega seal is able to bridge, as the rising wall tension within the material would require stiffer and thicker reinforcement material, which in turn leads to less flexibility in the seal and exceeding feasibility of production. To assure the safety limits are not exceeded, a whole range of operating pressure and

burst pressure tests have been performed. These tests have showed insight in the failure mechanisms that were not always so obvious at start. Empirical data is used as input to update the theoretical models to perform better predications for this type of seal. In particular applications it has been found that special care should be given to contact surfaces of the Omega flange and the design of the clamping strip as friction has a dominant effect on the functionality.

5 LESSONS LEARNED

Many tunnels built are now coming of age. This is leading to an increasing need for refurbishment and inspection. Both have resulted in increased knowledge and understanding of tunnels behaviour. Especially in case of calamities such as damage or leakages there is still opportunity to learn.

5.1 Testing

Testing seals, especially under extreme conditions, show that stability and failure is not always a short term effect but can occur over time. It is crucial to take time effect into account. For Gina seals, stress relaxation of the rubber has always been catered for but new insights show that the effect of friction has also a time component. Contact surfaces and material behaviour change over time due to ageing. This has an effect on ultimate performance, as friction is an important factor for resistance against water pressure. Short term testing and testing up to the point of failure is not enough. Especially for critical application, duration tests of days or rather months should be considered.

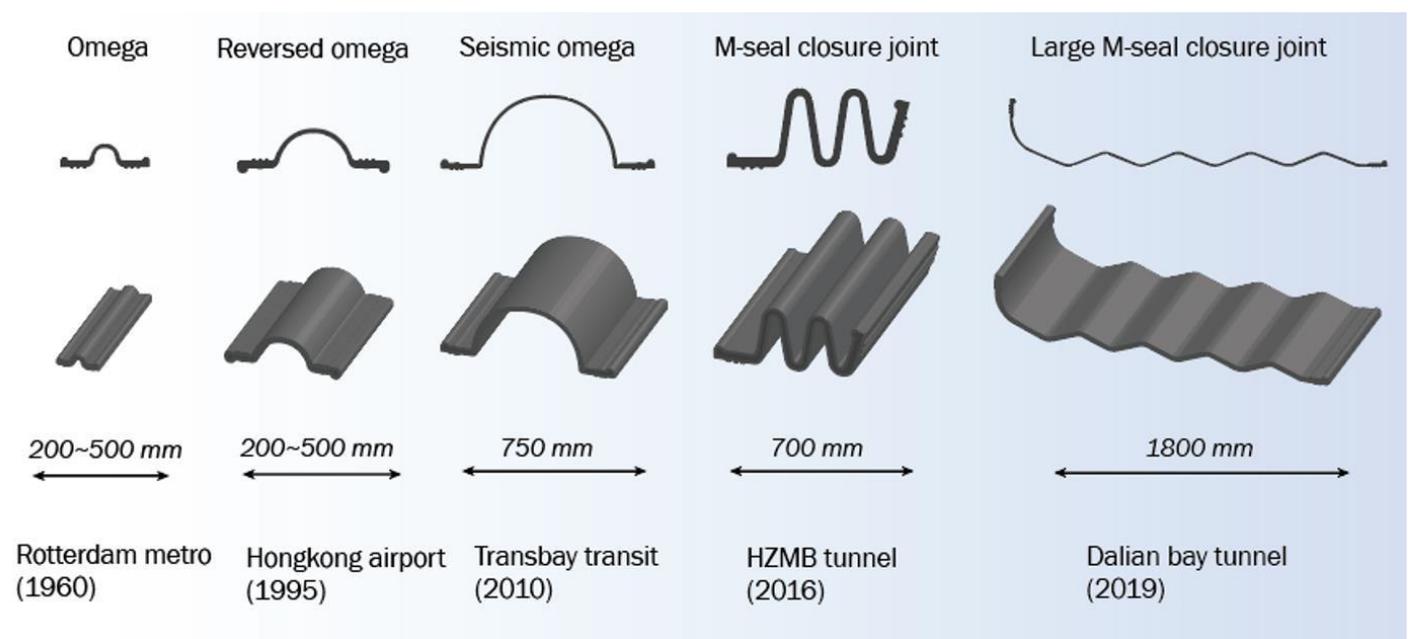


Figure 14 - Omega development over the years

5.2 Ageing

Although over time there is a fair amount of knowledge obtained from the behaviour of rubber ageing under regular tunnel conditions, there are still factors that contribute to the exception of the rule. Because the phenomena happens over such a length of time, typical 100+ years, small changes in testing criteria or application conditions can have a significant effect. Temperature fluctuations, concentration of oxygen and amount of stress in the material are a few examples. Most samples from tunnels in-situ for over 50 years show good, to very good ageing resistance. However, in few cases premature ageing has been observed. In all these cases unusual or extended exposure to detrimental conditions were present exceeding the specified conditions. Under seemingly same conditions there were cases found where ageing was indeed significantly more present which resulted in rubber hardening. This could be as much as three times the expected, or averagely measured value throughout the tunnel circumference. Albeit the isolation of the samples and knowing that the material used was exactly the same, small differences or increased instability in temperature and oxygen could have large effects over time. It is therefore very important to not consider each joint the same and assume that they undergo the same rate of ageing. Special care should be taken to boundary conditions and environmental changes over time. Some tunnels may have different temperature exposure due to their position within the tunnel. Examples are tunnel entrances and exits or joints located close to ventilation shafts.

5.3 Damage due to movement

During a routine investigation in the Rotterdam Metro tunnel, damage was found to the Gina and Omega joint. The Omega clamps were dislodged and the Gina seal moved lateral inwards. Apparently the fixation of both the Gina and Omega failed as a cause of a chain reaction. Interestingly this tunnel had no steel end-frame in place. This chain reaction was induced by external static force increased by each seasonal movement and dynamic vibrations being introduced in the soil by trams riding on the back fill on top of the tunnel elements. The inward movement was caused by the buildup of soil in the joint, preventing the Gina seal from normal deformation, forcing it eventually inwards (*Mortier et al, 2023*).

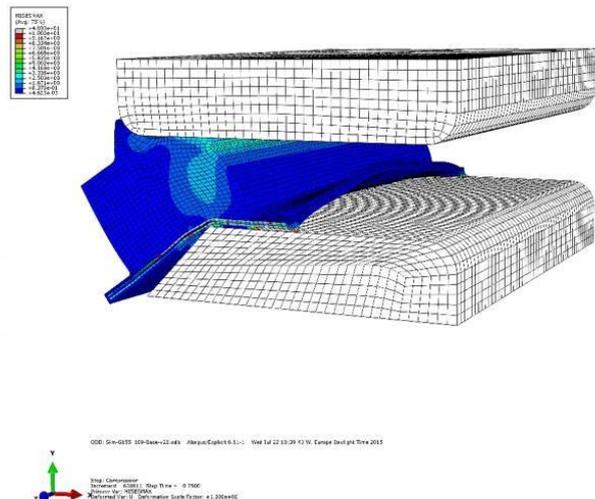
The movement caused the concrete collar to crack and thus destroying the Omega seal and its clamping system (Figure 15). Although it is a unique case and the mechanism of failure is not necessarily universal, the lesson learned is that often not one singular cause of failure, but rather a buildup of details coming together creates a calamity. This chain of events in combination with time and changing environment could have big consequences otherwise not foreseen. In order to investigate failures, or possibly preventing them from happening, one needs a thorough understanding of the complete tunnel behaviour where movement is predominant. Nowadays it is common to provide protection against soil buildup within the joint to prevent such an event from happening.

6 CASE STUDIES

Several of the trends described and solutions provided were directly linked to actual projects and cases. Example projects are given in this chapter.



Figure 15 - Gina seal pushed inwards due to soil buildup



6.1 No end-frame solution

For the Fehmarnbelt project a design attempt had been made to reduce overall costs and construction time of each element. Due to the high number of tunnel elements and controlled working conditions such an attempt was found viable. In particular it was found that much production lead time could be reduced by omitting the steel end-frame. Meanwhile the possible corrosion problems would be mitigated. The challenge was to design gaskets and a fixation system that could be directly installed on concrete, while ensuring watertightness and reducing the time needed for installation. A solution was found in casting the Gina seal directly onto the concrete structure by means of embedded anchors vulcanized in the rubber. (Figure 16). The steel anchors would adhere to concrete and form a chemical bond to the rubber by pre-treating for optimal adhesion. The seal could then be mounted directly while casting the elements. This would omit both the steel end-frame as well as the traditional mounting of the Gina gasket. Pre-casted injection tubes would eliminate the presence of concrete voids (Figure 17). Concrete casting quality is key to success within this concept. Similar to internal waterstops which also rely heavily on functionality of concrete quality. Such focus is already present across the industry (Gokce et al., 2009). Increased focus hereon has resulted in absence of leakage in the Hong Kong Zhuhai Macau link immersed tunnel. Concrete water pressure tests were executed by Trelleborg to validate the concept (Figure 18). It is however difficult to rely so heavily on workmanship only. A change of mindset is necessary for method acceptance. The Omega seal had to be

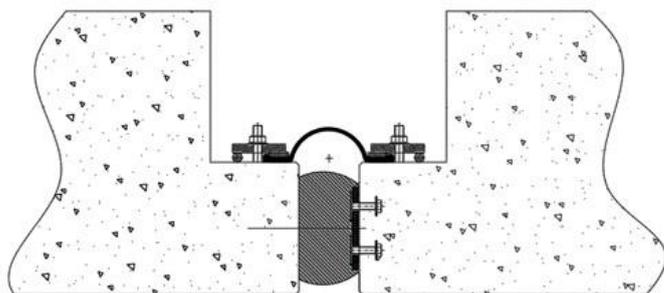


Figure 16 - Anchored Gina seal solution



Figure 17 - Pre-casted injection tubes in anchored Gina concept

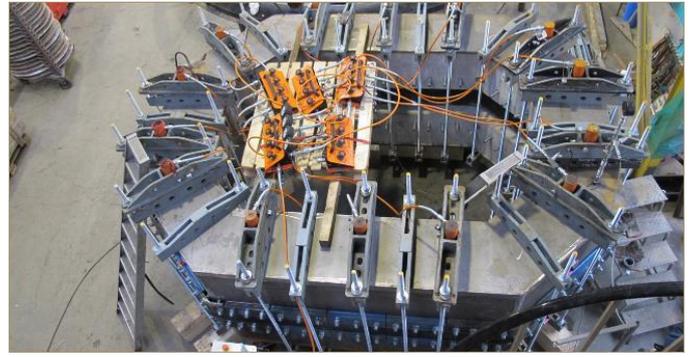


Figure 18 - Concrete water pressure test setup

mounted directly on concrete due to lack of steel end-frame. Due to the larger span by omitting the steel end-frame and the consequential high contact clamping loads, special clamps were developed (Figure 13).

6.2 Largest immersion joints

For a long time seals were limited in size by standard availability and the fact that immersed tunnels were not often built in environments demanding such large seals. With the Coatzacoalcos immersed tunnel in Mexico this demand was driven by seismic conditions and a large Gina seal and Omega seal design was made to cope with this requirement (Figure 19). These seals were designed for joint openings up to 86 mm. The Coatzacoalcos area is seismically active. For the immersed tunnel ground accelerations between 2.0 and 3.5 m/s² are predicted (750 year return time).

These large seals had to be tested, produced and shipped. A new method of production was implemented and logistic challenges were solved by special folding techniques and training of personnel. Large scale compression testing and extensive relaxation testing could prove the stability and longevity of such produced seals. After successfully implementing this solution, a new state of the art

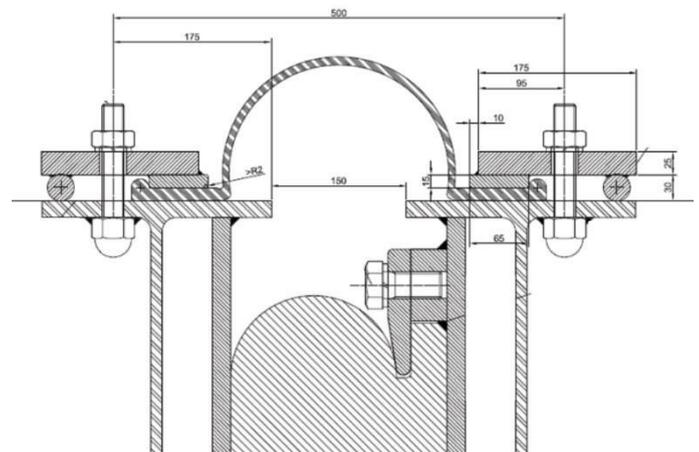


Figure 19 - Coatzacoalcos joint design

product was created, later to be used in projects such as the Hong Kong-Zhuhai-Macau bridge and the Shenzhong link. Both designed for seismic application.

6.3 Closure joints

Larger tunnels have also led to a different approach on closure joints. Mainly the amount of possible correction for misalignment and method of application have resulted in bespoke design requirements.

One such solution was created for the Hong Kong Zhuhai-Macau immersed tunnel (HZMB) closure joint. Instead of a passive system, a technique was developed, using an active hydraulic system which extends the steel end-frame on both ends of the closure joint in order to cross the gap and obtain sufficient sealing pressure (*Ming et al, 2018.*) The Gina seal was designed to cater for oblique angle loads and to have a high impact resistance. Aramid fabric and embedded steel strips were used to counter these forces. The M-Seal, had to cope with movements up to 400 mm. High quality natural rubber material was used to ensure that the M-Seal has a high impact resistance and a high tear strength resistance in case of calamity. The steel structure was additionally sealed by means of a bespoke designed lip seal (Figure 20). The HZMB closure joint turned out to be the first of a generation. M-seals as large as 1.8 m wide have been designed and tested to cater with movements up to 1.6 m. Even larger seals may be used in the future and such designs are already on the table.

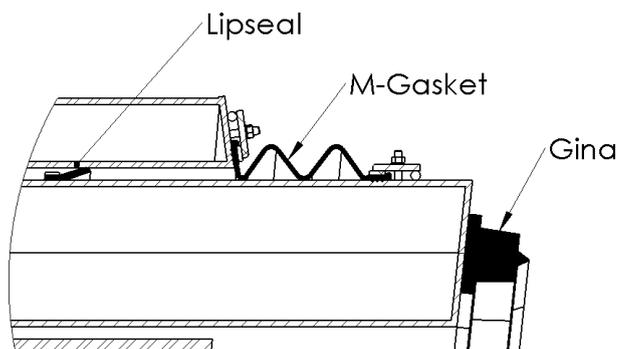


Figure 206 - HZMB Closure joint solution

7 CONCLUSIONS

Tunnel seals tend to become larger due to more demanding project requirements for tunnels that are deeper located on complex soil conditions that lead to large movement requirements.

With more knowledge that is acquired through the years, more questions and uncertainties arise which need to be answered to provide certainty on topics such as the sealing system application in the event of an earthquake and the proven design life of rubber tunnel seals for long service life. This increase in technical specifications leads to a need in product innovation to facilitate developing construction techniques as seen within the industry. Trelleborg has positioned itself as a trusted partner in close collaboration with designers and contractors to serve industry needs demonstrated by the sealing solutions that have been provided for demanding applications such as as closure joint seals and seals developed for seismic prone areas. This paper gave an overview of practical case studies that show how innovation in seal design solves complex technical requirements. This can only be achieved by early collaboration between designers, constructors and suppliers.

The increasing demand for refurbishing tunnels is providing a unique opportunity to investigate the long term performance. Lessons learned from these tunnels will lead to better tunnel designs. The experience gained from refurbishing each tunnel should be shared with the industry to all benefit to reduce overall costs and avoid unnecessary downtime for critical infrastructure.

REFERENCES

- Gavin, K.G.; and Broere, W. 2022. *Investigation of the Remaining Life of an Immersed Tube Tunnel in the Netherlands*
CRC press
- Gokce, A.; Koyama, F.; Tsuchiya, M. et al. 2009. *The challenges involved in concreteworks of Marmaray immersed tunnel with service life beyond 100 years.*
Tunn.Undergr. Sp. Technol. 24 (5), 592–601.
- Lunniss, R.; Baber, J. 2013. *Immersed tunnels.*
CRC Press.
- Marshall, C. 1999, *The Øresund tunnel – Making a success of Design and build.*
Tunneling and Underground Space technology,
Volume 14, issue 3, July-September 1999, Pages 355-365
- Ming, L.; Wei, L.; Qiang, W.; Xiaodong, W. 2018. *The deployable element, a new closure joint construction method for immersed tunnel*
Tunneling and Underground Space technology,
Volume 80, October 2018, Pages 290-300
- Mortier, H.; Menge. P.; Verdonck, P.J. 2023. *Anti-soil ingress for immersion joints*
Expanding Underground – Knowledge and passion to make a positive impact on the workd
- Naus, H. 2013. *Study of the expected service life of rubber tunnel seals – Gina, KIWA*
- Ouyang, Z.; Cui, J.; Luo, R.; Li, P. 2020. *Shaking table model test of immersed tunnels with different site conditions and seismic wave input directions, Ships and Offshore Structures*
- Wang, H.H.; Du, M. 2016. *Corrosion behavior of a Low-Carbon Steel in Simulated Marine Splash Zone*
Acta Metallurgica Sinica (English Letters) 30(6)
- Zhang, X.; Broere, W. 2023. *Design of a distributed optical fiber sensor system for measuring immersed tunnel joint deformations*
Tunneling and Underground Space technology,
Volume 131, Januari 2023, 104770

Túneis imersos para Vitória e Cariacica: vantagens estratégicas

Prandina, J.R.R.
UnB, Vitória, Brasil

Celestino, T.B.
UFSC, São Carlos, Brasil

RESUMO: Este artigo faz análise da viabilidade da substituição de uma ponte estaiada por um túnel imerso, alternativa para a ponte entre Vitória e Cariacica. Esta ponte estaiada tem custo estimado em R\$ 327 milhões, apresentando limitação crítica: altura máxima de 20 metros para embarcações, incompatível com a altura operacional da ponte Darcy Castello Branco (3ª Ponte de Vitória), de 70 metros, podendo comprometer futuramente o desenvolvimento das atividades portuárias e náuticas da região. Propõe-se o túnel imerso como solução estratégica, eliminando restrições de altura e viabilizando operações de embarcações de quaisquer alturas, futuras expansões portuárias e atividades náuticas de caráter turístico, residencial e comercial. Demonstra-se o custo adicional do trecho em túnel como um investimento estratégico que preserva o potencial econômico de crescimento da região, ao contrário da ponte, que o limita, destacando-se como opção vantajosa ambiental e operacionalmente, especialmente para Baía de Vitória, com seu potencial de navegação.

1 INTRODUÇÃO

Vitória é a capital do estado do Espírito Santo, que se desenvolve ilha com um diâmetro equivalente de 13 km. É a capital do estado do Espírito Santo, com aproximadamente 323 mil habitantes (IBGE, 2022). É o núcleo econômico da Grande Vitória (GV), cercada por outros 4 municípios (Figura 1): Vila Velha, Cariacica, Serra e Viana. A população residente total destes 5 municípios da GV é de cerca de 1,8 milhão de pessoas. O número de pessoas que chegam a Vitória e deixam a ilha por meio de suas conexões rodoviárias chega a 227.000 pessoas todos os dias (IJSN, 2015). Sozinho, o estado do Espírito Santo exporta mais de 60% do minério de ferro, cerca de 90% das rochas ornamentais exportadas do país (IJSN, 2023), se mantém na 3ª posição da produção de petróleo, com uma média de 170 mil barris por dia

(ANP, 2024, qpuad Martins 2024), tendo apenas 3,9% dos 203 milhões de habitantes brasileiros (IBGE, 2022). No Censo 2010, a população do Espírito Santo chegou a 3,5 mi hab, sendo que na edição de 2022, esse número subiu para 3,83 mi hab, um crescimento de 9%, firmando-se como a maior taxa de crescimento registrada entre os estados do Sudeste. O PIB per capita do Espírito Santo é o 5º entre os estados brasileiros, 13% acima da média geral, e Vitória possui um PIB per capita 142% maior em comparação com esse mesmo número. Por fim, em 2023 para encerrarmos este panorama bastante positivo, o setor industrial avançou 9,1%, marcando o melhor desempenho para a categoria desde 2011, quando o aumento havia sido de 12,3%, de acordo com o PIB divulgado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IJSN, 2023). Vitória e Cariacica, parte da conurbação da Grande Vitória,

necessitam de melhores conexões para reduzir o congestionamento do tráfego, os tempos de viagem viárias, além de induzir e promover novos eixos de crescimento para garantir o equilíbrio do aumento da qualidade de vida dos habitantes da região.

1.1 As ligações viárias existentes em Vitória

O canal da baía de Vitória separa a ilha de Vitória por distâncias que variam entre 150 a 1.500 metros de largura para lâmina d'água, sendo menores no lado nordeste e maiores no sudoeste. Duas pontes existentes conectam Vitória, na sua porção sudoeste, à Cariacica e Vila Velha:

- i) Florentino Avidos (1927, 1ª Ponte ou 5 pontes)
- ii) Ponte do Príncipe (1979, 2ª Ponte)



Figura 1. Ponte Florentino Avidos e Ponte do Príncipe

A porção norte e nordeste do canal da baía de Vitória têm mais 4 pontes, sendo 3 delas ligando a porção insular da capital a sua porção terrestre no norte e nordeste da ilha, (Carlos Lindemberg, Camburi, Ayrton Senna) e uma conectando Vila Velha a Vitória, a Ponte Darcy Castello de Mendonça (3ª Ponte). Em pesquisa que realizamos em 2011, comparamos outras duas cidades principais de suas regiões metropolitanas, que também necessitam de pontes para suas ligações viárias, como Bilbao na Espanha e Pittsburgh nos EUA, e verificamos que a quantidade de pontes por habitante em Vitória é cerca de 4 vezes menor que ambas essas capitais.

Esta pouca quantidade de ligações viárias pode ser um dos fatores de impacto negativo que levam, por exemplo, ambas as cidades internacionais citadas a terem uma atratividade muito maior, por exemplo, ao número de passageiros em seus aeroportos internacionais. A parte norte da ilha possui três pontes adicionais para o continente, mas elas são mais curtas e atendem ao tráfego arterial, não funcionando como vias arteriais principais.

2 O PROJETO DA NOVA PONTE ENTRE VITÓRIA E CARIACICA

Um projeto funcional foi divulgado pelo governo do estado do Espírito Santo, o que poderá vir a ser a 7ª ponte de Vitória sobre o canal da sua baía e dos trechos que a circundam, essa destinada a conectar Cariacica. É mais uma solução para oferecer integração do sistema viário ao Sudoeste da ilha de Vitória e ao Nordeste de Cariacica, conectando o tráfego ao novo sistema viário arterial ES-080. É um projeto de ligação concebido para a capital, que conectará a ilha a Cariacica.

Tabela 1. Comparativo entre nº de OAE – Obras de Arte Especiais que formam as ligações viárias, população das regiões metropolitanas e passageiros (pass) transportados

Região Metropolitana	População (2022)	População do Município
Vitória, Brasil	1.800.000	322.000
Bilbao, Espanha	980.000	354.000
Pittsburgh, EUA	2.400.000	302.000

Aeroportos	Passageiros por Ano (2023)	Pass / Pop Total
Vitória	3.200.000	1,78
Bilbao	4.500.000	4,59
Pittsburgh	9.800.000	4,08

Região Metropolitana	Ligações Viárias	Habitantes por Ligação Viária
Vitória	6	53.667
Bilbao	15	23.600
Pittsburgh	21	14.381

Adicionalmente, devido a diferentes possibilidades, como 2 ou 3 túneis especulados (PDTU, 1998, 2007) através do Maciço Central da ilha e Serafim Derenzi, o eixo desta ligação se torna uma solução muito adequada. A Figura 2 mostra o projeto da ponte, um tabuleiro de concreto de 2,1 km entre acesso e saída do eixo principal da travessia.



Figura 2. O Projeto da nova Ponte entre Vitória e Cariacica sobre o canal da baía de Vitória (DER, 2014).

A menor distância em sobre lâmina d'água entre dois pontos localizados em terra sob a projeção da ligação viária é de cerca de 610 m. No entanto, o tabuleiro principal da ponte se estende por mais de 2,1 km, porque a ponte sobrevoa mais de 1.000 metros sobre a plataforma terrestre no lado de Cariacica como um viaduto. A ponte é alimentada pela Avenida Florentino Avidos e pela ES-080 no lado de Cariacica. No lado de Vitória, é alimentada pela Avenida Dário Lourenço de Souza e pela Avenida Serafim Derenzi. O projeto de ligação entre Vitória e Cariacica tem seus impactos ambientais relatados em documento emitido pelo DER-ES (2014). A Figura 3 destaca a rede rodoviária descrita para alimentar a ponte em ambos os lados, um sistema de aterros sobre área marítima, elevados e pontes que totalizam um sistema viário de 7,9 km.

Porém, o projeto de ligação entre Vitória e Cariacica tem a altura máxima dos elementos de mesoestrutura, tais como vigas ou fundo de perfis caixão em 20 metros apenas.



Figura 3. Sistema de elevados e pontes do projeto da nova Ponte entre Vitória e Cariacica (DER, 2014).

2.1 Alturas das Pontes sobre Canais de Portos

Diferentes alturas têm sido praticadas em diferentes canais portuários marítimos, tais como o da baía de Vitória e de Santos-Guarujá, por exemplo. Enquanto a 3ª Ponte de Vitória (Darcy Castello Branco), tem cerca de 70 metros de altura, em Santos, a demanda de altura para passagem das embarcações típicas era de 85 metros de altura. A Figura 4 mostra que uma embarcação de esportes náuticos a vela, de médio porte, com altura de mastro de 19 metros, o que inviabilizaria, por exemplo, sua passagem sobre a ponte proposta para a nova Vitória e Cariacica. Pontes de baixa altura sobre canais portuários podem

apresentar diversas desvantagens a longo prazo, especialmente considerando o desenvolvimento contínuo das embarcações.



Figura 4. Altura de barcos Classe 40: 19 metros de mastro (Dottori, 2024)

A restrição de altura traz como principal desvantagem a limitação da passagem de navios típicos de grande porte de operações portuárias. Embarcações modernas, como navios porta-contêineres e navios de cruzeiro, têm aumentado suas dimensões, exigindo maior altura livre (gabarito vertical) sob as pontes. Pontes baixas impedem a entrada desses navios, prejudicando a competitividade do porto e limitando o crescimento econômico da região. Além disso, a dificuldade de expansão com a presença de uma ponte inadequadamente baixa dificulta ou mesmo impede a expansão das atividades portuárias, limitando a capacidade de futuros portos de receber navios maiores e atender à crescente demanda por transporte marítimo. Como impactos indiretos, há a necessidade

3 ALTERNATIVAS PARA SOLUÇÃO DE LIGAÇÃO VIÁRIA VITÓRIA CARIACICA EM TÚNEL IMERSO

Para conectar Vitória e Cariacica por meio de um túnel imerso no mesmo eixo, mantendo-se o projeto funcional dos acessos, uma rampa de transição mergulha no sentido Cariacica levando a uma inclinação de cerca de 3% até atingir-se a profundidade de cerca de até 15 metros, conforme verifica-se na batimetria típica da região do canal. Na Figura 6, o nível mais baixo de 12 m foi atingido no fundo do mar. É importante registrar que os trabalhos de operação e manutenção mantêm um nível como o mínimo ou o aprofundam, dependendo dos projetos e das exigências das operações de calado dos navios.

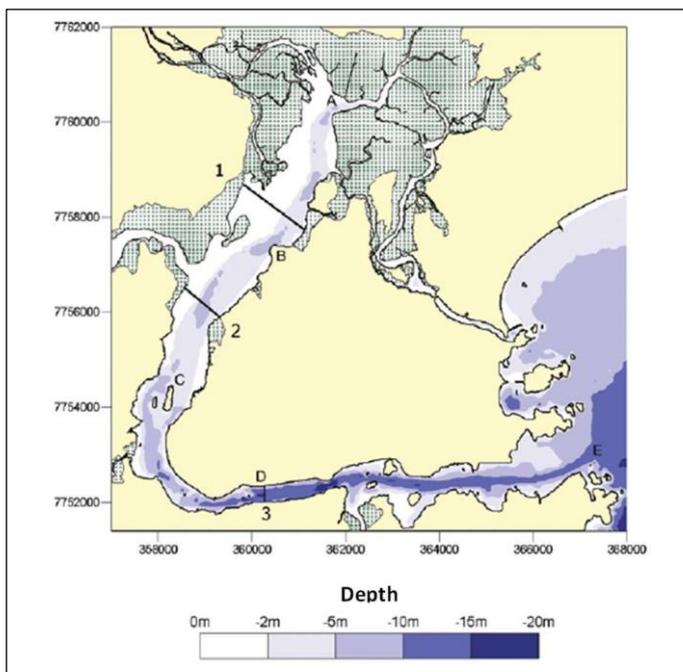


Figura 5. Batimetria do canal da baía de Vitória (Veronez Jr. et al, 2009)

As condições geotécnicas no eixo do túnel estão sendo consideradas semelhantes às próximas ao trecho estaiado da ponte. Na verdade, dezenas de sondagens do projeto ao longo do canal da baía de Vitória estão disponíveis e há uma predominância de silte arenoso levemente consolidado e argilas marinhas siltosas.

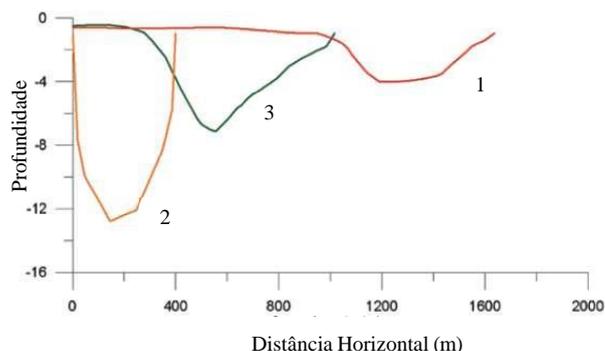


Figure 6. Profundidade do canal (Veronez Jr. et al, 2009)

O leito rochoso geralmente está a mais de 30 metros de profundidade. Raramente ocorre em profundidades menores que 20 metros. Referenciando as investigações geotécnicas básicas conduzidas para o projeto da ponte em tela, um total de 18 sondagens foram realizadas, conforme localizado na Figura 7, rotuladas SP (Standard Penetration Test, em português Ensaio de Penetração Padrão) e o resumo básico das informações geotécnicas dos perfis dos alinhamentos 4 e 5 são mostrados na Figura 8. Pontes de baixa altura sobre canais portuários podem apresentar diversas desvantagens a longo prazo, especialmente

considerando o desenvolvimento contínuo das embarcações.

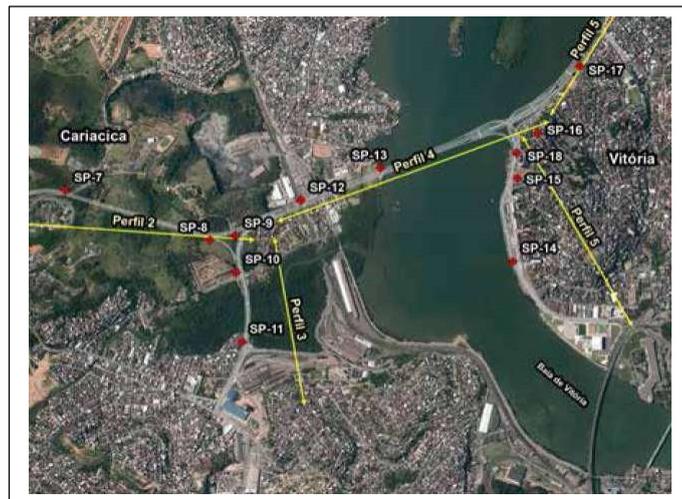


Figura 7. Demarcação dos furos de sondagens (apud Prandina, 2016)

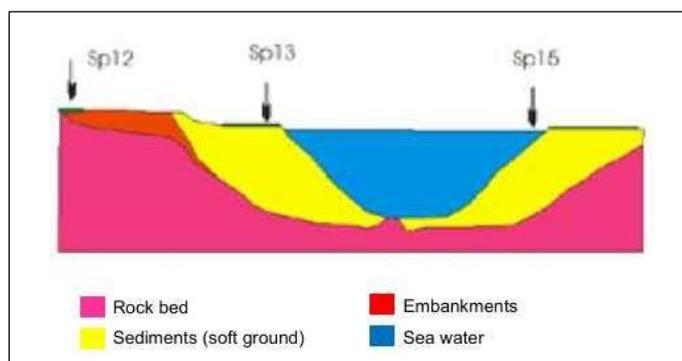


Figura 8. Sedimentos e embasamento rochoso (apud Prandina, 2016)

3.1 Possibilidades para a solução mista em túnel imerso no eixo de travessia do canal

A demanda do projeto funcional da ponte proposta é a combinação de pistas rodoviárias para veículos e BRT (corredor de ônibus), além da presença de ciclovias conforme verifica-se na Figura 9. A proposta de túnel imerso possui basicamente 3 seções longitudinais distintas:

- i) o túnel/ acesso norte em Vitória;
- ii) o túnel/ acesso sul em Cariacica;
- iii) a travessia subaquática total até o lado de Cariacica.

O projeto compreende ciclovias dos dois lados, apenas 2 faixas principais de fluxo geral por sentido e 2 faixas centrais para BRT, sendo que tal soma significa uma largura total de 36,8 metros de seção transversal.

Considerando ligações e curtas distâncias entorno de 1 km, uma nova abordagem tem sido adotada: diferentes modos de transporte dentro dos tubos imersos. No caso do projeto Santos-Guarujá, este

compreende uma ciclovia e uma faixa dedicada ao BRT em cada sentido, mas sem separação física.



Figura 9. Demanda de modais rodoviário e cicloviário para ponte Vitória-Cariacica (apud Prandina, 2016)

A pouca diferença métrica entre demanda do projeto da nova ponte e daquela detalhada no projeto do túnel Santo Guarujá induz que poucas diferenças executivas serão necessárias para se computar o custo comparativamente dessa travessia. Além disso, as vantagens estratégicas podem justificar eventuais custos construtivos adicionais utilizando-se a travessia subaquática em túnel imerso, uma vez que as limitações de altura de embarcações serão eliminadas.

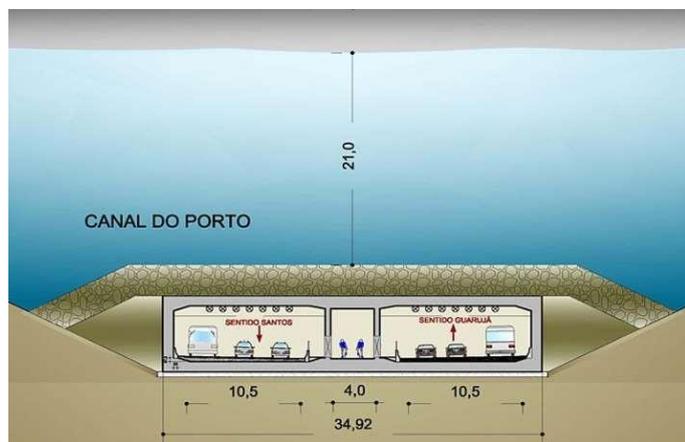


Figure 10. Segmento em túnel imerso da travessia subaquática de Santos-Guarujá com 34,9 metros de largura total externa (Dersa, 2013).

3.2 Custos aproximados adicionais do trecho em túnel imerso

Em 2014, o trecho em ponte estaiada foi estimado em 178 milhões de reais, sendo que a correção monetária de 10 anos (IPCA) é de 84%, trazendo este valor para 327 milhões. Adotando-se a premissa de que tal estimativa de custo tem boa acurácia, os aterros necessários devem ser considerados dobrados para o ponto de conexão entre ponte e túnel em Vitória, passando a serem estimados adicionais de 73 milhões somente para novos aterros. De acordo com Prandina (2024), o custo de construção de túneis imersos pode

variar consideravelmente devido a diversos fatores. Estes incluem o comprimento do túnel, as condições do solo, a profundidade de imersão, as preocupações ambientais, os custos de mão de obra e a complexidade da engenharia. Os túneis imersos são tipicamente uma das opções de construção de túneis mais caras. Isso se deve ao seu método de construção, que envolve a pré-fabricação de segmentos de túnel em uma doca seca, flutuá-los até o local e submergi-los em uma vala pré-dragada.

Tabela 2. Custos estimados de construção do projeto proposta em ponte para Vitória e Cariacica (DER, 2014)

Estruturas/Atividades	Valores
Ponte Estaiada	R\$ 178.300.000,00
Obras de Arte dos Acessos no Município de Vitória	R\$ 226.600.000,00
Obras de Arte dos Acessos no Município de Cariacica	R\$ 242.240.000,00
Interseções com a BR 101 e Rodovia José Sette	R\$ 16.700.000,00
Pavimento Flexível	R\$ 77.700.000,00
Pavimento Rígido	R\$ 56.760.000,00
Cortes e Aterro	R\$ 37.180.000,00
Drenagem e Sinalização	R\$ 9.500.000,00
Total	R\$ 844.980.000,00

Recentes projetos de túneis ao redor do globo e o próprio projeto do túnel Santos Guarujá demonstram que os custos adicionais de construção para travessia em túnel podem ser assim estimados: custo unitário de 200 milhões de dólares por km multiplicado pela distância da travessia em túnel imerso, sendo esta distância aproximadamente 600 metros para o eixo proposto, retornando depois aos segmentos em viaduto do lado de Cariacica. Assim, com um custo do seguimento em túnel estimado em 120 milhões de dólares (hoje 720 milhões), o custo total adicional para a solução em túnel somaria R\$ 793 milhões. Trazendo todo o valor do projeto para presente, temos que a estimativa total seria de R1,55 bilhão. Assim, o projeto do mesmo sistema viário, com o trecho da ponte estaiada substituído por túnel imerso, visto que o valor total estimado do projeto de 2014 do sistema viário proposto, excluindo-se a ponte estaiada, substituída por um túnel imerso de cerca de 600 metros, o custo total seria de R\$ 2,0 bilhões. Assim, a diferença percentual para inclusão da solução de túnel imerso seria de cerca de 30% superior.

3.3 Discussão sobre ganhos estratégicos

Na presente data, ambas as pontes Florentino Avidos e do Príncipe que permitem a ligação entre Vitória, Cariacica e Vila Velha, aparentemente, se constituem de justificativas para que a futura nova ponte entre Vitória e Cariacica tenha apenas 20 metros de altura entre a lâmina d'água e o elemento estrutural da mesoestrutura que condiciona a passagem de embarcações. Ocorre que a vida de serviço dessas estruturas encontra-se no limite e é possível que um estudo de viabilidade da substituição total ou parcial

dessas demonstre que as atividades econômicas propiciadas por novos portos e fluxo de embarcações de maior porte, vocação do canal da baía de Vitória, justifiquem investimentos públicos e/ou privados para tais realizações. Sendo assim, estrategicamente, um acréscimo relativamente pequeno de 30% segundo as premissas adotadas, ainda que os custos de túneis no Brasil sejam maiores que no exterior, valores de custos de construção entre 30 e 50% parecem justificar a adoção de túnel imerso para o segmento em ponte estaiada. Túneis imersos tem sido adotados em canais com vocação portuária, entre 500 metros e 2 km de largura marítima e/ou fluvial, mostrando-se solução estratégica, sendo a opção escolhida em diversos países do mundo, tais como Canadá (Figura 11), Inglaterra, Holanda, Turquia, dentre outros.



Figure 11. Novo túnel do Rio Fraser (apud Construction Canada, 2024 foto: cortesia do Governo de British Columbia, apud 2024).

Celestino (2011) apresenta uma série de projetos em canais portuários, de grande movimento operacional que realizaram obras de túneis imersos, mesmo com os embaraços operacionais quando a execução da obra conflitava com a operação. Neste caso, haverá menores impactos operacionais dos que os conhecidos uma vez que a zona de produção dos elementos pré-moldados provavelmente não interferirá com a operação portuária.



Figure 12. A 3ª Ponte de Vitória com vão livre de 70 m e a entrada do canal da baía de Vitória (apud Prandina, 2016).

4 CONCLUSÃO

Há custos adicionais, com um aumento estimado de 30% no custo total do projeto do governo do estado para ligar Cariacica a Vitória por um novo eixo sudoeste na ilha de Vitória, em que a substituição de um trecho de ponte estaiada proposta entre Vitória e Cariacica por um túnel imerso se justifica estrategicamente. Os principais argumentos que sustentam essa conclusão são: (i) Eliminação da limitação de altura para embarcações. A ponte proposta, com apenas 20 metros de altura, inviabilizaria a passagem de navios de grande porte e embarcações como veleiros, prejudicando o potencial portuário e o desenvolvimento econômico da região. O túnel imerso elimina essa restrição, permitindo a livre navegação.

As condições geotécnicas favoráveis, uma vez que as características do solo na região, com o leito rochoso a mais de 30 metros de profundidade, tornam a solução em túnel imerso tecnicamente viável e até mesmo com menores riscos geotécnicos do que a construção da ponte. Outros projetos internacionais: a adoção de túneis imersos em canais portuários em diversos países, como Canadá, Inglaterra, Holanda e Turquia, demonstra a viabilidade e a eficácia dessa solução em contextos semelhantes.

Por último, há a real possibilidade de substituição das pontes existentes, Florentino Avidos e do Príncipe, que estão com sua vida útil chegando ao limite, a construção do túnel alinhado com a possibilidade futura de substituição destas, maximiza o potencial portuário da região.

A preços unitários bastante conservadores, há acréscimo no custo em relação aos ganhos estratégicos, sendo esse aumento de cerca de 30% no custo, considerado relativamente pequeno se comparado aos benefícios estratégicos de longo prazo, como o fomento da atividade portuária, o desenvolvimento econômico e a melhoria na qualidade de vida da população, além das reduções de impactos paisagísticos e naturais no meio urbano.

5 REFERÊNCIAS

ANP. 2024. *Produção de petróleo no ES cresce 23% com retomada de campos em terra e mar. Petróleo Energia.*
<https://www.petroleoenergia.com.br/producao-de-petroleo-no-es-cresce-23-com-retomada-de-campos-em-terra-e-mar/> (Acessado em 16 de dezembro de 2024).

Celestino, T.B. 2011. *Ligação Santos-Guarujá alternativa em túnel imerso*. Instituto de Engenharia do Estado de São Paulo.

<https://www.institutodeengenharia.org.br/site/wp-content/uploads/2017/10/arqnot6023.pdf> (Acessado em 01 de novembro de 2024).

Construction Canada. 2024. *B.C. to soon get a new immersed eight-lane tube tunnel*.

<https://www.constructioncanada.net/b-c-to-soon-get-a-new-immersed-eight-lane-tube-tunnel/> (Acessado em 16 de dezembro de 2024).

DER-ES. 2014. *Avaliação de impacto ambiental da 4ª Ponte*. Departamento de Estradas de Rodagem, Secretaria de Transportes e Obras Públicas do Estado do Espírito Santo, Vitória, Brasil.

Dersa-SP. 2013. *Submerso: Túnel Santos-Guarujá*. Dersa-SP - Desenvolvimento Rodoviário S.A, São Paulo, Brazil. http://www.abms.com.br/wp-content/uploads/2013/11/EstanislauMarcka_TuneisImersos.pdf (Acessado em 10 de junho de 2016).

Dottori, M. 2024. *Minuto Náutico*.

<https://www.minutonautico.com.br/regatas-reais-e-virtuais-blog/brasil-na-globe-40> (Acessado em 16 de dezembro de 2024).

IBGE. 2022. *Cidades*. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.

<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/es/vitoria/panorama> (Acessado em 06 de setembro de 2023).

IBGE. 2023. *Cidades*. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.

<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/es/vitoria/panorama> (Acessado em 16 de dezembro de 2024).

IJSN. 2023. Espírito Santo se consolida como maior exportador de rochas ornamentais do Brasil.

<https://www.es.gov.br/Noticia/espírito-santo-se-consolida-como-maior-exportador-de-rochas-ornamentais-do-brasil> (Acesso em 16 de dezembro de 2024).

Martins, A. 2024. *Produção de petróleo no ES cresce 23% com retomada de campos em terra e mar*. *Petróleo Energia*.

<https://www.petroleoenergia.com.br/producao-de-petroleo-no-es-cresce-23-com-retomada-de-campos-em-terra-e-mar/> (Acessado em 16 de dezembro de 2024).

PDTU. 1998. *Plano Diretor de Transporte Público da Região Metropolitana de Vitória*. Secretaria de Transportes e Obras Públicas do Estado do Espírito Santo, Vitória, Brasil.

PDTU. 2007. *Plano Diretor de Transporte Público da Região Metropolitana de Vitória*. Secretaria de Transportes e Obras Públicas do Estado do Espírito Santo, Vitória, Brasil.

Prandina, J.R.R. 2016. *The Vitoria immersed tunnel southwest link*. GeoOttawa Conference, Canadian Tunnelling Association, Ottawa, TAC.

Prandina, J.R.R. 2024. *Seven tunnels to the Greater Vitória and their geotechnical aspects*. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú, Brasil.

Veronez, Jr, P.; Bastos, A.C.; Quaresma, V.S. 2009. Morphology and sedimental distribution in a tropical estuarine system: Vitória Bay. *Brazilian Geophysics Journal*, 27(4), 609-624.

Realização:

BRAZILIAN
TUNNELLING AND
UNDERGROUND SPACE
COMMITTEE

CBT
COMITÉ
BRASILEIRO DE
TUNÉIS E ESPAÇOS
SUBTERRÂNEOS



AB75
ANOS
MIS
Associação Brasileira
de Mineração de
Sólidos e Engenharia
Geotécnica

Organização:



Eventos Especiais

Endorsement:



Apoio Institucional:



Patrocinadores

Safira



Diamante



Platina



Ouro



Prata



Bronze



Apoio:

