

ANAIS DO 5º CBT

LAT 2021



**5º CONGRESSO BRASILEIRO
DE TÚNEIS E ESTRUTURAS
SUBTERRÂNEAS**
SEMINÁRIO INTERNACIONAL
"LATIN AMERICAN TUNNELLING
SEMINAR - LAT 2021"

01 a 04 de dezembro de 2021 São Paulo-SP

Inovando em obras subterrâneas para um futuro melhor



MENSAGEM DO PRESIDENTE

É com alegria e satisfação que anunciamos a publicação das valiosas contribuições técnicas dos profissionais que atuam na área de túneis e estruturas subterrâneas apresentadas ao 5º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas de 2021, realizado em São Paulo (SP).

A seleção e validação desses artigos ficaram a cargo de um corpo de técnicos de alto gabarito que soube interagir com os autores de forma a ressaltar os pontos notáveis de suas vivências.

Trata-se de um conjunto de artigos que relatam pesquisas acadêmicas e 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.

Em nome da Comissão Organizadora do 5º CBT 2021, registramos o nosso agradecimento aos autores do Brasil e do exterior que relataram experiências diversificadas que ilustram de forma abrangente a evolução do conhecimento na área. Ressaltamos ainda o trabalho precioso do corpo de revisores que valorizaram as contribuições técnicas com suas ponderações.

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 ou de quem já pode ser considerado um especialista na área.

Estamos convencidos de que a qualidade técnica dos artigos aqui apresentados está à altura do que foi oferecido nos outros quatro congressos já realizados com sucesso pelo Comitê Brasileiro de Túneis. Acreditamos, por isso, que essa percepção será corroborada por todos aqueles que tiveram acesso a esse rico acervo, agora à disposição da comunidade técnica.

Argimiro Alvarez Ferreira

Presidente da Comissão Organizadora
5º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas



MENSAGEM DO PRESIDENTE

Tuneleiras e tuneleiros,

Chegamos até aqui com muito esforço. Foi preciso buscar energias e apoios em momentos que pareciam difíceis de superar. O fato é que vencemos as barreiras e chegamos hoje com a sensação clara de termos alcançado o nosso objetivo, que é a realizar com sucesso o 5º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas.

Realizado em conjunto com o LAT 2021 e com o Tunnel Day 2021, este Congresso é fruto do trabalho de mais de uma dezena de voluntárias e voluntários, todos apaixonados pela causa das obras subterrâneas.

Mesmo durante os difíceis momentos que vivenciamos nos anos de 2020 e 2021, não faltou energia a toda comissão organizadora deste Congresso, não faltaram trabalhos, preparação e planejamento. A pandemia comprimiu os cronogramas e mesmo assim conseguimos manter intacto o nosso objetivo principal, o de organizar mais uma edição do Congresso Brasileiro de Túneis com a mesma qualidade técnica das anteriores.

Neste material, que agora apresentamos a todos, estão reproduzidos os artigos científicos enviados ao Congresso. Eles demonstram a capacidade técnica, a experiência e o brilho intelectual de nossos pares, além do talento para implementar projetos e obras subterrâneas de que nossa sociedade tanto precisa.

Os trabalhos apresentados mapeiam diversos temas envolvendo o subterrâneo. Abordam aspectos específicos de projetos e construção de obras. Analisam atividades ligadas às práticas contratuais e à segurança operacional, entre tantos outros tópicos. Esse elenco de elaborações intelectuais e técnicas demonstra a complexidade dos assuntos que sempre são enfrentados quando se trata do ambiente subterrâneo.

Em nome do Comitê Brasileiro de Túneis (CBT), agradecemos a confiança dos autores, palestrantes, congressistas, patrocinadores e voluntários reunidos na Comissão Organizadora do 5º CBT. Chegamos até aqui com o apoio de todos para organizar mais um bem-sucedido congresso, que ficará para a história da comunidade tuneleira.

Eloi Angelo Palma Filho, M. Eng.
Presidente do Comitê Brasileiro de Túneis - CBT
2021/2022



SUMÁRIO

- 09** ANÁLISE DAS PATOLOGIAS EM 27 TÚNEIS FERROVIÁRIOS CENTENÁRIOS EM OPERAÇÃO NA SERRA DO MAR, SÃO PAULO
Maurício Abramento, Andre Assis, Felipe Abreu, Luciano Campos, Rodrigo Belluco and Andre Maion
- 25** ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA TUNELADORA TIPO EPB
Alice Reis and André Assis
- 37** ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESTABILIDADE DA FACE DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS CONSIDERANDO PRESSÃO DE FACE IRREGULAR
Yasletty Zamora Hernández, Aldo Durand Farfán and André Pacheco de Assis
- 47** ANÁLISES DO OVERBREAK EM TÚNEL ESCAVADO PELO NATM COM EXPLOSIVOS: ESTUDO DE CASO RODOVIA DOS TAMOIOS (SP-99)
Maristela Adriane Sehn and Marcos Aurélio Marques Noronha
- 57** APLICAÇÃO DO MÉTODO NATM DA EXECUÇÃO DOS TÚNEIS DO RAMAL DO AGRESTE
Luana Carbonari
- 67** ASPECTOS CONSTRUTIVOS, DESAFIOS E SOLUÇÕES ENCONTRADAS NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS DE PEQUENO DIÂMETRO - CASOS DE OBRA
George Teles, Sheila Henn and Ricardo Brendolan
- 80** ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS RELEVANTES PARA PROJETOS COM TUNELADORAS
Daniela Garroux G. de Oliveira and Gustavo Aguiar
- 92** BENTONITAS PARA APLICAÇÃO EM GRAUTES BICOMPONENTES PARA USO EM TÚNEIS (BACKFILL GROUT)
Adriana Rivera, Roberto Dakuzaku, Sunji Takashima and Pedro Paulo Gouveia Filho
- 104** CICLO DE REBAIXAMENTO DO N.A. E ADENSAMENTO EM SOLO DE ALTERAÇÃO DE GNAISSE EM ESCAVAÇÃO DE TÚNEL DE VIA
Rodolfo Oliveira, Flávio Caloni, Luís Gabriel Coutinho, Waldir Giannotti, José Schiavon and Flávio Kuwajima
- 116** COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE ROCAS CÁRSTICAS EN OBRAS SUBTERRÁNEAS: LA LÍNEA 5 DEL METRO DE RIAD
Alberto Gomez Elvira and Abel Guerra Herrero
- 127** CONCRETO PROJETADO SOBRE MANTA DE PVC - UMA INOVAÇÃO METODOLÓGICA PARA O REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS DO METRÔ DE SÃO PAULO
Waldir Giannotti, Ana Lucia Soares da Cunha, Danilo Rodrigues, Luís Bastos Lemos, Marcel Salomão de Oliveira, Thiago de Oliveira Pires, Aryane Lya Alves Guimaraes and Vania Alcazar Narducci Felicio
- 139** CONTRATOS TURN KEY: LIÇÕES APRENDIDAS COM OS CASOS DE SUCESSO EM TÚNEIS RODOVIÁRIOS BRASILEIROS
Eloi Palma Filho and Arthur Lima
- 152** CONSTRUÇÃO DO MAIOR TÚNEL RODOVIÁRIO DO BRASIL - RODOVIA DOS TAMOIOS, CARAGUATATUBA/SP
Pedro Anjos



- 163** DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SEÇÕES TRANSVERSAIS EM CONCRETO ARMADO DE TÚNEIS UTILIZANDO ANÁLISE PLÁSTICA
Lucas Atanasio and Matheus Marquesi
- 173** EMERALD BOOK DA ITA/FIDIC: CONDIÇÕES CONTRATUAIS PARA OBRAS SUBTERRÂNEAS
Júlio César Bueno and Tiago Ern
- 183** ESCAVAÇÃO DE DOIS TÚNEIS RODOVIÁRIOS EM CORPO ÚNICO DE DIQUE DE ROCHA BÁSICA COM MAIS DE 80 M DE ESPESSURA
Felipe S. Santos, Wilson S. Iyomasa and João Pedro S. Pereira
- 193** ESCAVAÇÃO DE TÚNEL MECANIZADO SOB RIO TIETÊ EM BARUERI - SP
Danielle Melo, Thomaz Jesus, Habib Jarrouge Neto, Izabel Bastos and Roberto Kochen
- 200** ESCAVAÇÃO DE TÚNEL URBANO DE DRENAGEM EM SÃO BERNARDO DO CAMPO - SP
Danielle Melo, Thomaz Jesus, Habib Jarrouge Neto, Izabel Bastos and Roberto Kochen
- 209** ESCAVAÇÃO MECANIZADA EM ROCHA COM TUNELADORA DE PEQUENO DIÂMETRO
Edson Peev and Raul G. Glingani
- 215** ESTRATÉGIA DE MONITORAMENTO DOS TÚNEIS DO MINERODUTO MINAS-RIO
Lucas Figueiredo, Arthur Matos, Alexandre Gontijo, Leandro Fonseca, Matheus Matos, Tamara Filsen, Rodrigo Teodorico and Leonardo Gomes
- 225** ESTUDO ANALÍTICO-COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO EM SEGMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO
Guilherme G. de Andrade, Luís A. G. Bitencourt Jr., Antonio D. Figueiredo and Marco A. P. Silva
- 236** ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS DE TUNELAMENTO NATM E ADECO-RS
Luis Henrique Saute Zago and Cléber de Freitas Floriano
- 246** ESTUDO DAS DESCONTINUIDADES DO MACIÇO ROCHOSO DO TÚNEL CACIMBA CERCADA DO CANAL ADUTOR DO SERTÃO ALAGOANO
Júlio Oliveira França Barbosa, Daniel Fernandes and Jéssika Cosme
- 254** EVALUATION OF THE BICOMPONENT WITH DIFFERENT TYPES OF CEMENT
José Rafael Acuña González
- 263** GERENCIAMENTO DE RISCO EM UM PROJETO DE OBRA DE INFRAESTRUTURA: UM ESTUDO DE CASO
Lucas Atanasio and Maria Belém
- 278** INFLUÊNCIA DOS FATORES SUBJETIVOS NA CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO NAS OBRAS DE TÚNEIS
Ana Manoela de Castro Santos, Ariana Ramos Querioz, Tales Leal Do Nascimento and Daliana Cristina Possari
- 286** INSPEÇÕES EM TÚNEIS HIDRELÉTRICOS: RECOMENDAÇÕES PARA A INDÚSTRIA
Dean Brox



- 305** MANUTENÇÃO ESTRUTURAL TÚNEIS 7 E 8 - FERROVIA DO TRIGO - RIO GRANDE DO SUL - RUMO
Nicholas Stein, Humberto Manrique and Mariany Brasil
- 314** METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE REVESTIMENTOS DE CONCRETO PROJETADO DURANTE INCÊNDIOS EM TÚNEIS
Marcos Vinicius M. Sylverio, Ramoel Serafini, Guilherme Perosso Alves, Antonio Domingues de Figueiredo and Antonio Fernando Berto
- 325** MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS COM RECURSO A SHAPEARRAYS
Andre Silva
- 336** MONITORING OF SOIL CONDITIONING PARAMETERS DURING EPB TBM EXCAVATION IN SEDIMENTARY SERIES OF CLAYS IN THAILAN
Oscar Marazzini, Kanokwan Chuanak, Philippe Doriot and Manfredo Belohuby
- 344** NORMAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM TÚNEIS VIÁRIOS NO BRASIL
Andre Scabbia and Anthony Brown
- 352** O ENSAIO DPT NA AVALIAÇÃO DO CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS PARA O REVESTIMENTO DE TÚNEIS
Alan Renato Estrada Cáceres, Felipe Pereira Santos, Sergio Henrique Pialarissi Cavalaro, Renata Monte and Antonio Domingues de Figueiredo
- 365** OS DISPUTE BOARDS EM GRANDES OBRAS SUBTERRÂNEAS
Júlio César Bueno
- 374** PLANO GERAL DE DRENAGEM DE LISBOA: OBRA INVISÍVEL QUE PROTEGE A CIDADE
Gonçalo D. Vieira and José S. Ferreira
- 388** PROCESSO DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS PELA ÓTICA DO NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD (NATM) - RODOVIA DOS TAMOIOS (SP-099)
Lucas Estanqueiro and Levi Salvi
- 401** PROJETO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA DE UM EDIFÍCIO SOBRE A LINHA 4 DO METRÔ DE SÃO PAULO
José Luiz Eduardo, Aline Silva and Antonio Braga
- 411** PROPOSTA DE MODELO PREDITOR DE CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTES USANDO LÓGICA FUZZY
Thiago Bomjardim Porto, Thiago Henrique Barbosa De Carvalho Tavares, Marcos Túlio Fernandes, Armando Belato Pereira, Eduardo Mazoni Andrade Marçal Mendes and Bruno PÉrez Ferreira
- 429** RAIL TUNNEL FLOOR STABILIZATION WITH STRUCTURAL SILICATE TO ELIMINATE DIFFERENTIAL SETTLEMENTS
Bruno Rossi



- 440** RAMAL FERROVIÁRIO DO SUDESTE DO PARÁ E OS ASPECTOS GERAIS DA EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM NATM
Clency Kelerman Matos de Souza, Julio Augusto de Alencar Junior
- 447** REAVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE TIRANTES EXECUTADOS NA ESTAÇÃO VILA SÔNIA DA LINHA 4 - AMARELA DO METRÔ DE SÃO PAULO, BRASIL
Thiago Bomjardim Porto, Marcos Túlio Fernandes and Armando Belato Pereira
- 461** REDUÇÃO DO TEMPO DE REENTRADA NAS FRENTES DE TRABALHO DA MINA SUBTERRÂNEA DE VAZANTE ATRAVÉS DE MELHORIAS NO CONCRETO PROJETADO
Thaís Janine, Rodolfo Renó Renó, Zander Ferreira Pontes and Iarquison Stersa
- 471** RETROANÁLISE DE INSTRUMENTAÇÃO EM ESCAVAÇÃO DE TÚNEL DUPLO DE VIA DA ESTAÇÃO VILA SÔNIA
Rodolfo Oliveira, Danilo Rodrigues, Waldir Giannotti, José Schiavon and Flávio Kuwajima
- 481** REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE TÚNEIS DE TRANSFERÊNCIA HÍDRICA NO NORDESTE EM ESTUDO DE ANÁLISE DE RISCO
Mariana Silva, Mariana Silveira, Gabriela Reis, Samiria da Silva and Francisco Sousa Filho
- 491** RISK ANALYSIS BY MONTE CARLO SIMULATION IN UNDERGROUND ROCK EXCAVATION PROJECTS
Fernando Cardozo, Diogo Cordova and Carlos Petter
- 501** RUPTURA DE TÚNEL COM PEQUENOS DESLOCAMENTOS EM 1989: NOVA ANÁLISE POR SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS 3D
Luis E. Sozio, Argimiro A. Ferreira and Hugo C. Rocha
- 511** SISTEMA GLOBAL DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM TÚNEIS
Andre Scabbia and Antonio Berto
- 525** SOLUÇÕES SUBTERRÂNEAS PARA OBRAS URBANAS DE DRENAGEM EM RODOVIAS FEDERAIS
Luiz Naresi Júnior, Pereira Rodrigo and Eloi Palma Filho
- 536** STUDY ON BURSTING AND CONTACT STRESSES IN TUNNEL LINING SEGMENTS SUBJECTED TO HIGH LOCALIZED COMPRESSIVE LOADS: A REVIEW AND MODEL COMPARISON
Tiago Marum, Vitor Maciel, Ricardo Nunhez da Silva, Paulo Vitor Calmon, Alfredo Gay Neto, Luis Bitencourt Júnior and Antonio Figueiredo
- 546** TECHNICAL DETAILS OF SINGLE-SHELL NMT TUNNELS
Nick Barton, Eda Quadros
- 561** TRATAMIENTO FALLA "LA SOLEDAD" - TÚNEL DE LA LÍNEA - PROYECTO CRUCE DE LA CORDILLERA CENTRAL EN COLOMBIA
Carlos Sabogal and Juan Esteban Gil
- 571** TÚNEIS DE BAIXA COBERTURA: DA TEORIA À PRÁTICA
Carlos Eduardo Moreira Maffei and Heloisa Helena Silva Gonçalves



- 581** TÚNEIS IMERSOS PARA TRAVESSIAS SUBAQUÁTICAS: PANORAMA DE ANÁLISE BIBLIOMÉTRICA DA PRODUÇÃO CIENTÍFICA
Marcela Dias Tavares Alves and Ana Elisa Boettger
- 591** TÚNEIS URBANOS DE BAIXA COBERTURA EM SOLO SEDIMENTAR ALUVIONAR SOB FERROVIAS E METROVIAS
Akira Koshima, Denis V.P.Vallejos, Marco A.S.Gomes, David A.L.Claret, Luis Augusto S. Moreira and Jose Ricardo Lopes
- 601** TÚNEL DE ACESSO AO AEROPORTO DE CONGONHAS DA LINHA 17 - OURO DO METRÔ DE SÃO PAULO
Francisco Ribeiro Neto, Anderson Martins and Luiz Domingues
- 611** TÚNEL DE LIGAÇÃO ANGÉLICA SOB A RUA DA CONSOLAÇÃO: PROJETO, ASPECTOS CONSTRUTIVOS E DESEMPENHO
Eduardo Hauser, Joaquim Duarte and Jorge Takahashi
- 623** TÚNEL OSCAR NIEMAYER: UMA ALTERNATIVA DE PROJETO
Carlos Eduardo Moreira Maffei, Claudio A Guaraná, Heloisa Helena S. Gonçalves, Carlos H. R. Guaraná and Davi B. Prates
- 634** USO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO - ESTUDO DE CASO DE GARAGENS DE ESTACIONAMENTO EM BRASÍLIA
Max Gabriel Barbosa, André Assis, Lucas Mendes and Max Valério Barbosa
- 641** VIABILIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE TÚNEIS EM DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS - CONSIDERAÇÕES
Eloi Palma Filho

ANÁLISE DAS PATOLOGIAS EM 27 TÚNEIS FERROVIÁRIOS CENTENÁRIOS EM OPERAÇÃO NA SERRA DO MAR, SÃO PAULO

Maurício Abramento

CEG Engenharia e Escola Politécnica da USP – São Paulo, SP, Brasil

André Assis

Universidade de Brasília – Brasília, DF, Brasil

Felipe Augusto Nascimento de Abreu

RUMO Logística – São Paulo, SP, Brasil

Luciano Campos

CEG Engenharia – São Paulo, SP, Brasil

Rodrigo Beluco

CEG Engenharia – São Paulo, SP, Brasil

André Maion

CEG Engenharia – São Paulo, SP, Brasil

Resumo: A Rumo Logística detém a concessão do ramal ferroviário que transpõe os 800 m de desnível da Serra do Mar. Este trecho é fundamental para a logística do Brasil, pois conecta as principais áreas produtivas do centro-oeste ao Porto de Santos. O trecho em serra possui 40 km de extensão entre a estação Evangelista de Souza, localizada no extremo sul do município de São Paulo, até a estação Paratinga, localizada em São Vicente, SP. Ao longo desta transposição encontram-se 27 túneis, com extensão total de 4.157 m, que foram construídos entre os anos de 1930 e 1935. Os túneis apresentam extensão típica variando entre 100 e 300 m e foram escavados em rocha alterada com formato de ferradura, com altura máxima e largura de base aproximadas de 6,5 m e 9,0 m, respectivamente. Todos os túneis são revestidos com concreto armado moldado *in loco*, exceto um deles no qual foi deixada rocha aparente.

Nos últimos anos os túneis foram objeto de inspeções visuais detalhadas com o objetivo de avaliar as suas condições estruturais e de drenagem. Durante as inspeções foram mapeadas as patologias existentes com o objetivo de avaliar o seu risco ativo e propor soluções para a sua recuperação. Basicamente, foram identificadas e mapeadas as seguintes patologias principais: infiltrações, deslocamentos de rocha, deslocamentos do suporte em concreto, fissuramento do suporte em concreto, exposição de armadura do suporte em concreto, brocas e nichos de pedra, canaletas de drenagem bloqueadas ou com avarias e obstruções de drenos internos. Este artigo apresenta uma análise detalhada das patologias identificadas, bem como propostas para remediação emergencial. Os resultados são apresentados em valores absolutos e normalizados pela extensão dos túneis (m^2/m ou m/m) com o objetivo de permitir a comparação relativa de anomalias entre túneis.

1 INTRODUÇÃO

1.1 A RUMO LOGÍSTICA

O desenvolvimento ferroviário brasileiro passou por diversos marcos regulatórios desde seu processo inicial em 1835 [1]. Sua evolução, bem como a gestão dos ativos, foi atualmente impactada ao longo deste período pelas diversas modalidades de gestão que eram impostas. A partir do período da Nova República

iniciou-se a adoção de modelos de concessão de ramais e corredores ferroviários à iniciativa privada. Dentro deste contexto se dá a formação da RUMO Logística.

Posicionando-se como um operador logístico de modal ferroviário, hoje, a RUMO, possui a concessão de 14 mil quilômetros de ferrovia, 1,2 mil locomotivas e 28 mil vagões [2]. A concentração de sua área de atuação está nos estados do Centro-Oeste, Sudeste e Sul do Brasil. A Figura 1 mostra o mapa do Brasil com as ferrovias que estão sob a concessão da RUMO. Oferecendo soluções logísticas sobretudo para os principais corredores de exportação de *commodities* agrícolas, sua malha ferroviária atravessa municípios responsáveis por 80% do PIB brasileiro [2].

O estudo em questão foi desenvolvido na unidade de negócio da RUMO denominada Operação Norte. Esta operação compreende as concessões da Malha Norte e Malha Paulista e possui como principal mercado de atuação o transporte de *commodities* agrícolas, fertilizantes e produtos industrializados fazendo o transporte pelo porto de Santos, SP. A Malha Paulista, com concessão que vai até 2058, possui como ponto de acesso à região portuária a transposição na Serra do Mar.

1.2 A TRANSPOSIÇÃO DA SERRA DO MAR E OS TÚNEIS

A transposição da Serra do Mar, antes do início de concessão da RUMO Logística, integrava a Estrada de Ferro Sorocabana. Este trecho foi inaugurado na década de 1930 [3]. Atravessando uma região de geologia complexa, a travessia em questão vence um desnível de 800 m ao longo de 40 km de ferrovia.

Conforme as boas práticas de engenharia da época, o projeto foi executado majoritariamente em seções de meia encosta utilizando-se de túneis e viadutos para as transposições em que o emprego desta solução não era viável. Ao longo deste trecho estão presentes 27 túneis, que são escopo deste trabalho.

Devido à importância estratégica deste trecho para as operações da RUMO, ao longo de 2020 foi iniciado um trabalho de inspeções e caracterizações de risco dos ativos geotécnicos e de drenagem. Para os túneis foram executadas inspeções visuais e compilados os principais resultados quanto à presença de patologias. Por fim, traçou-se uma estratégia de continuidade dos estudos que serão desenvolvidos ao longo dos anos de 2021 e 2022.

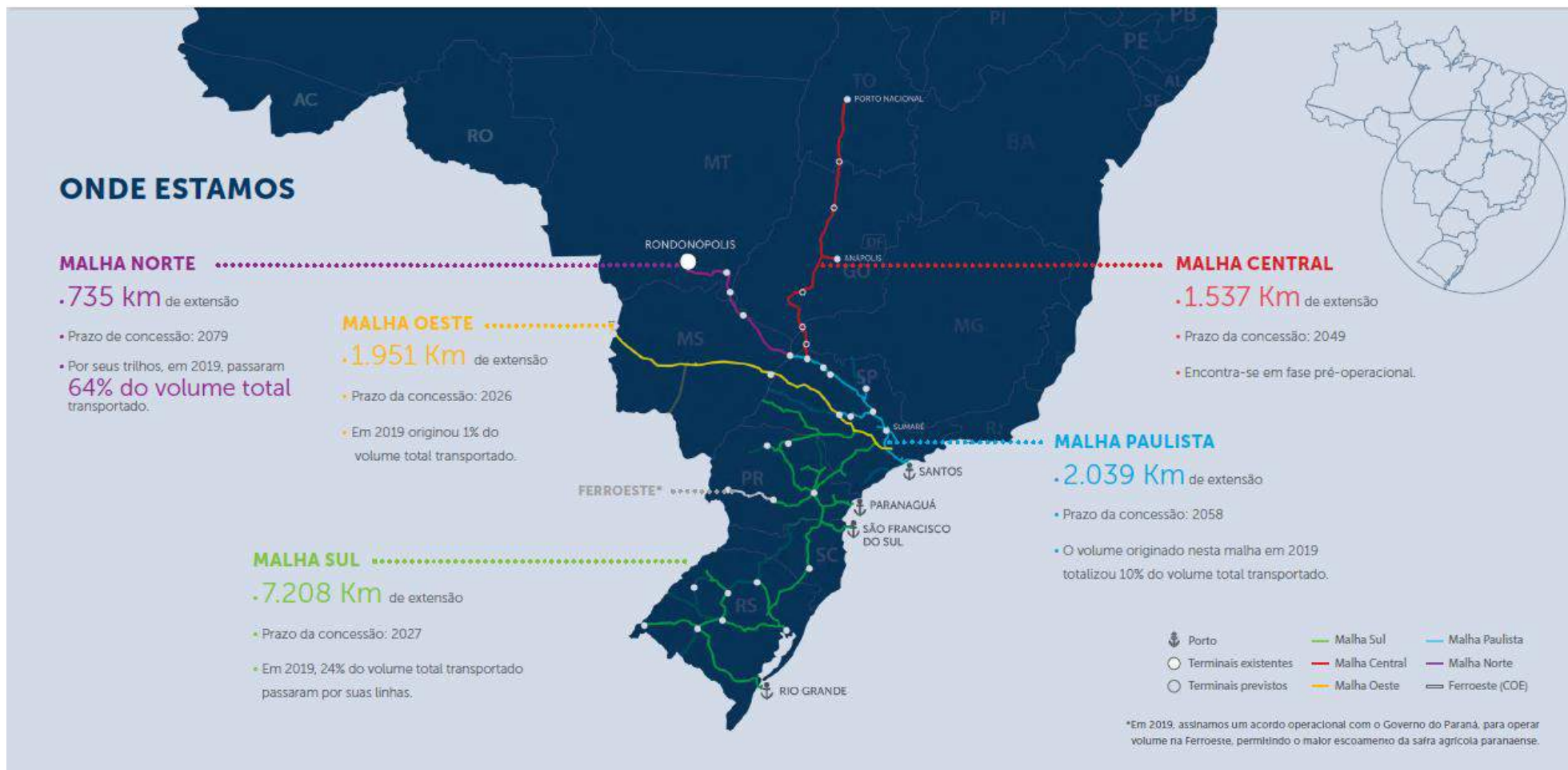


Figura 1 - Malhas ferroviárias sob concessão da Rumo Logística [2]

2 MAPEAMENTO DE RISCOS NA SERRA DO MAR

2.1 LOCALIZAÇÃO E ASPECTOS HISTÓRICOS

Ao longo dos anos de operação da Estrada de Ferro Sorocabana, foi registrada no trecho de transposição da Serra do Mar uma série de anomalias geotécnicas que foram alvo de estudos realizados desde a década de 1970 [4] [6] [7]. Este trecho, como mostra a Figura 2, que conecta as estações Evangelista de Souza – próxima ao submunicípio de Parelheiros – e a estação Paratinga – no município de Praia Grande – possui grande valor estratégico para as operações, pois conecta o corredor de exportação e importação ao porto de Santos, SP.

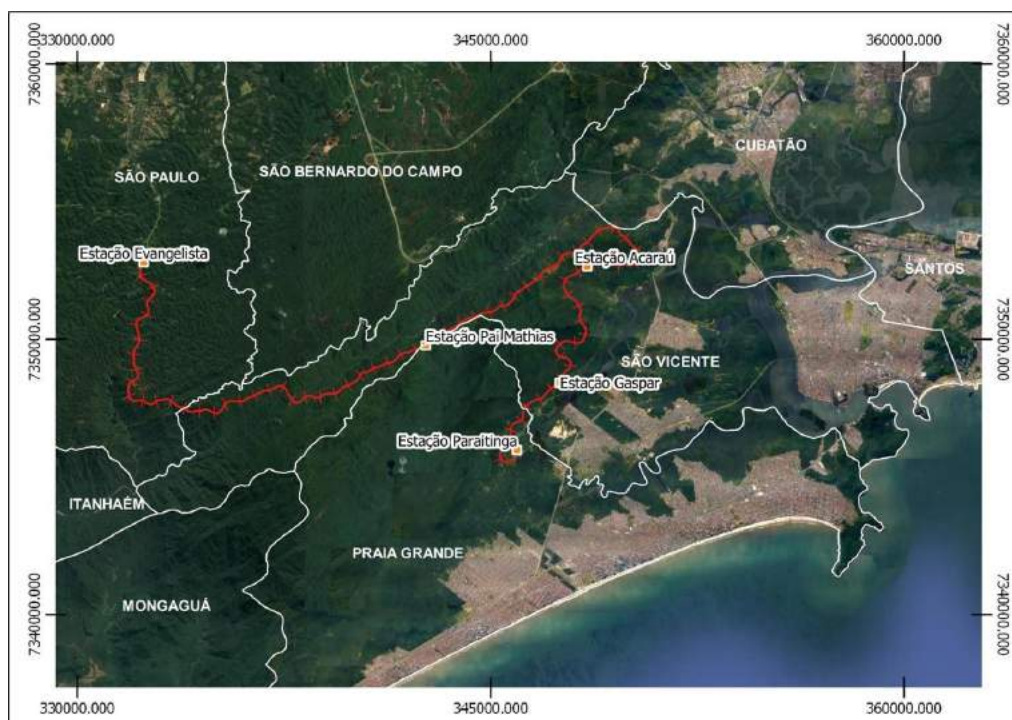


Figura 2 - Trecho do estudo de Mapeamento de Riscos

O trecho mapeado totaliza 41 km lineares e passa por outras três estações ferroviárias, denominadas Acaraú, Gaspar e Pai Matias. Para efeito de situação, vale ressaltar que a quilometragem é crescente no sentido da Estação Evangelista de Souza ao Pátio Ferroviário Paratinga.

O trecho de serra da ferrovia vence um desnível de 800 m utilizando a tecnologia de simples aderência, rampas máximas de 2% e raio mínimo de 245,62 m.

A execução deste projeto foi considerada um enorme desafio tecnológico para a época. O empreendimento foi executado a meia encosta, utilizando o modelo construtivo de corte e aterro, e apresenta 27 túneis e 20 pontes, as quais constituem obras de arte especiais executadas em uma época em que a engenharia geotécnica era pouco desenvolvida no país.

As obras foram executadas basicamente por meio da utilização de mão de obra intensiva, veículos de tração animal, ferramentas simples e explosivos. A construção foi um grande desafio para a época devido à falta de conhecimento científico na área e à pouca tecnologia construtiva desenvolvida até então.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

A área de estudo está inserida na Província Costeira, que se constitui dos rebordos dos terrenos planálticos, onde as águas drenam no sentido do litoral e terrenos pouco elevados dispostos à beira-mar.

Nesta Província predomina a unidade denominada Serrania Costeira que, por sua vez, é subdividida nas subzonas das Serras do Mar e Paranapiacaba.

2.2.1 Subzona da Serra do Mar

A subzona da Serra do Mar se estende por parte do litoral, do norte do estado de Santa Catarina até o estado do Rio de Janeiro, recebendo ao longo dos seus domínios diversas denominações locais. Esta subzona se caracteriza por um relevo bastante jovem, com escarpas que não raro atingem mais de 1.000 m de altitude e se apresentam profundamente entalhadas (ALMEIDA, 1963 [8]).

A maioria dos autores atribui a origem desta feição geomorfológica a eventos tectônicos que causaram a deformação por flexuras e falhamentos. Estes eventos fizeram surgir a Serra do Mar na área da atual plataforma continental, por soerguimento do bloco ocidental da Falha de Santos e abatimento do oriental, que foi soterrado por sedimentos marinhos. Com o decorrer de três a quatro dezenas de milhões de anos a erosão provocou o recuo da escarpa da serra para sua atual posição, Figura 3. Esses processos erosivos continuam atuando na serra até os dias atuais (ALMEIDA e CARNEIRO, 1998 [9]).

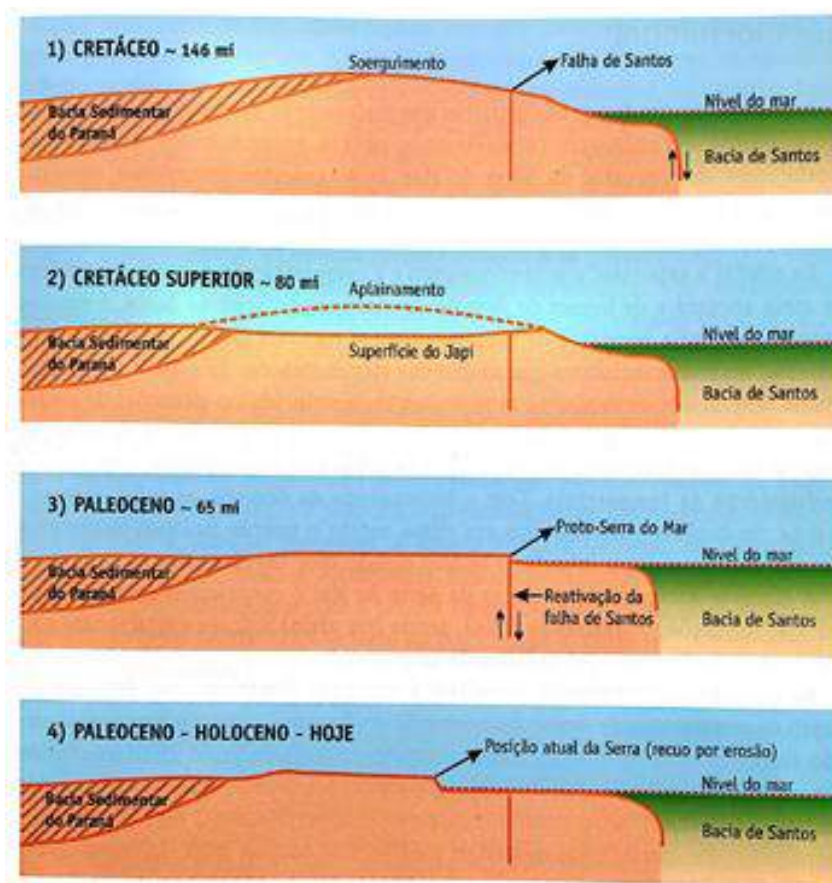


Figura 3 - Evolução do relevo da Serra do Mar (SANTOS, 2004)

2.2.2 Geologia Regional

A área em estudo está situada em dois domínios distintos: Domínio Costeiro e Domínio Embu. Estes dois domínios têm seu limite definido pela grande falha transcorrente de Cubatão.

Assim, na área de estudo, a Falha de Cubatão põe em contato as diferentes rochas que compõem o grupo Costeiro. Estas rochas possuem diferentes resistências à erosão e intemperismo. Essa diferença nas propriedades propiciou que o recuo erosivo da escarpa da Serra do Mar se estendesse para oeste e separasse a Serra do Pai Matias da escarpa principal, Figura 4.

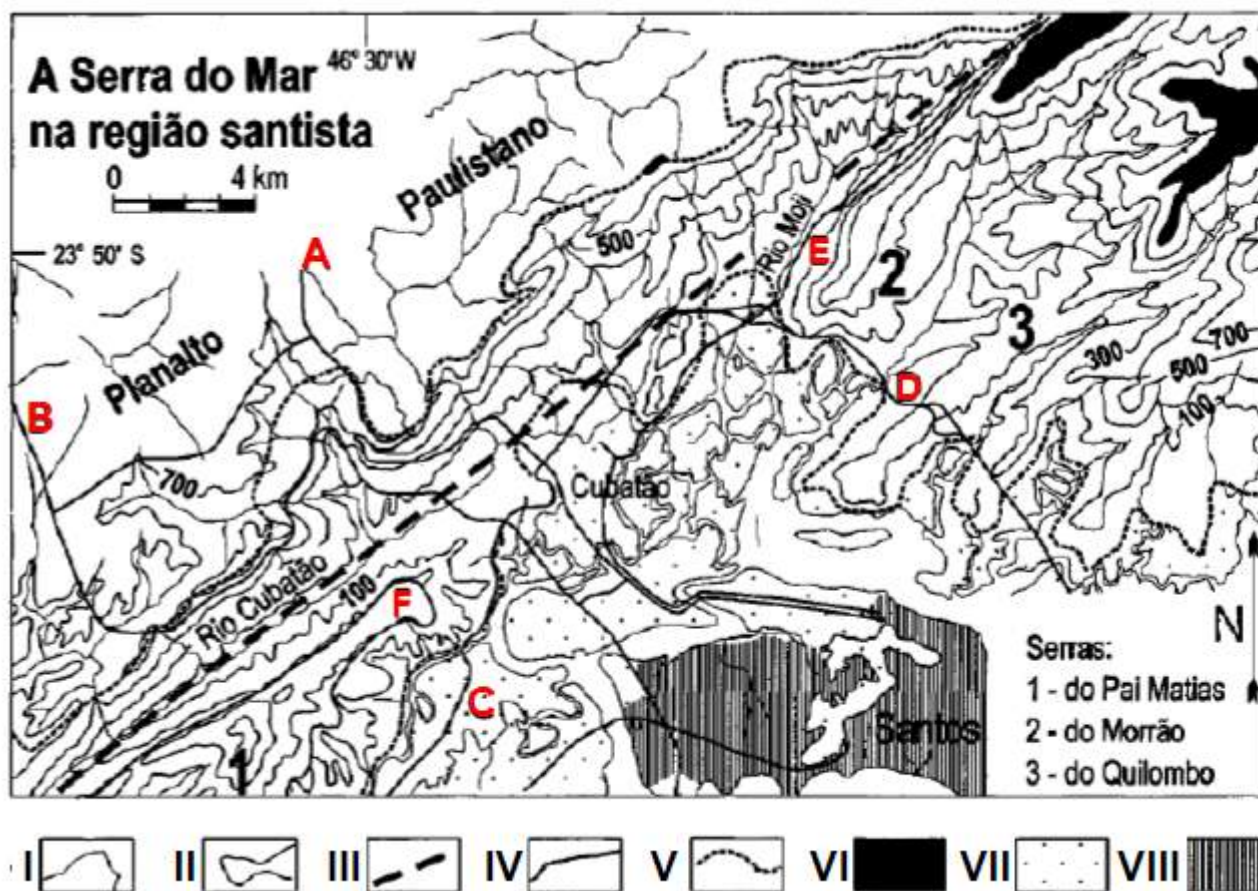


Figura 4 - Serra do Mar na região santista. Convenções: I. Rede de drenagem, II. Curva de nível, III. Falha, IV. Estradas: A. Via Anchieta, B. Rodovia dos Imigrantes, C. Rodovia Pé. Manoel da Nóbrega, D. Rodovia Piaçaguera-Guarujá, E. Rede Ferroviária Federal S. A., F. Ferrovias Paulistas S. A., V. Limite de unidades geomorfológicas, VI. Cotas superiores a 900 m, VII. Sedimentos marinhos, VIII. Área urbana. Modificado de ALMEIDA e CARNEIRO, 1998

O domínio costeiro corresponde a terrenos metamórficos de médio a alto grau com migmatização e granitização em graus variáveis, compostos, principalmente, por migmatitos e gnaisses de idade pré-cambriana. Ocorrem ainda intercalações subordinadas de rochas básicas. Já o Domínio Embu é formado por rochas metassedimentares, como filitos, metacalcários e xistos, localmente migmatizados e milonitizados. São comuns intercalações de quartzito, calcissilicáticas, anfíbolitos e rochas metabásicas (CPRM, 1999).

2.3 O ESTUDO DE RISCOS NA SERRA DO MAR

Ao longo da ferrovia têm sido observadas patologias relacionadas a processos erosivos e de ruptura dos taludes. Em geral, a ocorrência das rupturas está associada a eventos pluviométricos de grande intensidade e as premissas de projeto adotadas à época da implantação do projeto de construção.

Segundo Marengo *et al.* (2020) tem ocorrido um aumento da ocorrência de eventos de chuva extremos na região metropolitana de São Paulo, de 1941 a 2000 foram registrados 29 eventos extremos, sendo 10 eventos de chuva acima de 100 mm e 19 eventos acima de 80 mm. Já no período de 2001 a 2018 foram contabilizados 31 eventos de chuva extrema, sendo 8 eventos acima de 100 mm e 23 eventos acima de 80 mm, ou seja, em pouco menos de 20 anos foram registrados dois eventos de chuva extrema a mais em comparação com os 60 anos anteriores (Figura 5). Assim, é possível afirmar que esses eventos seguem uma tendência de alta.

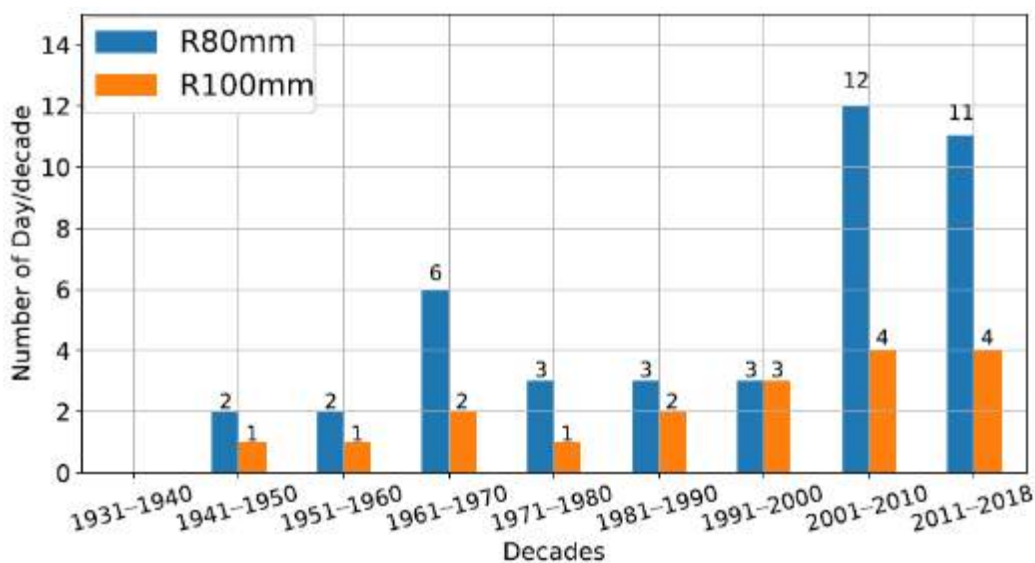


Figura 5 - Número de eventos de chuva extrema contabilizados de 1931 a 2018 (MARENGO *et al.* 2020)

A perspectiva de aumentos de eventos extremos de chuva no contexto da Serra do Mar indica a possibilidade de ocorrência de grandes eventos de escorregamentos no trecho que, em alguns casos, podem ter consequências catastróficas. Esse cenário já havia sido detectado pelo IPT (1975).

Devido a esta importância estratégica, em 2020 a RUMO iniciou um trabalho de estudo do nível de risco dos ativos geotécnicos de drenagem para a gestão destes ao longo do período de concessão. Este estudo foi dividido nas seguintes fases:

- Fase 1: execução de inspeções qualitativas para avaliação de risco dos ativos (2020).
- Fase 2: execução de campanha de investigações para análise numérica de parâmetros de resistência e estudos de estabilidade (2021 - 2022).
- Fase 3: elaboração de projetos executivos e execução de obras de revitalização dos ativos conforme nível de risco indicados pelas fases anteriores.

Dentro de todo o universo de ativos que compõe estes 41 km de extensão, podem ser destacadas as seguintes famílias: taludes, viadutos, pontes e túneis. Ao todo, neste trecho, existem 27 túneis com extensão típica entre 100 e 300 m. O presente trabalho se concentra na metodologia empregada para a avaliação destes túneis e a delimitação da estratégia que será adotada para as próximas fases dos estudos.

3 ANÁLISE DOS TÚNEIS FERROVIÁRIOS

Para uma gestão efetiva dos túneis na região da Serra do Mar, em 2016 foi realizado pela empresa Recuperação Serviços Especiais de Engenharia Ltda. um amplo programa de inspeções em todos os túneis ferroviários da Operação Norte da RUMO, resultando para cada túnel um desenho de cadastro de anomalias e um relatório técnico, em que constam a localização do túnel, características gerais de sua estrutura, inspeções e identificação de anomalias, diagnóstico e tratamentos recomendados. Sequencialmente, prosseguiu-se com a inspeção rotineira destes ativos para acompanhar a evolução das patologias observadas e a necessidade ou não de programação de intervenção nos ativos. Focando na região da Serra do Mar, a Tabela 1 apresenta dados gerais sobre os 27 túneis ferroviários do trecho entre as estações Evangelista de Souza e Paratinga, tais como trecho de localização, progressivas inicial e final, comprimento, dimensões da seção transversal e ano de inauguração. Pelos dados, pode-se notar que todos os túneis foram construídos na década de 1930 (mais de 85 anos de vida útil). Seus comprimentos variam de 47 a 303 m. Referente às seções transversais dos túneis, elas sofrem pequenas variações ao longo do comprimento do túnel, sendo reportadas suas dimensões mínimas (largura L e altura H), ou seja, aquelas que formam o gabarito mínimo da seção.

Além da análise das informações das inspeções cadastrais, ao longo de 2020 foram executadas visitas *in loco*. Estas inspeções foram realizadas por um time de geotécnicos e geólogos visando confrontar as informações dos relatórios de inspeções com a situação atual. Foi realizada também uma filmagem de cada um dos túneis de modo a detectar possíveis patologias. Sequencialmente foi realizada uma consolidação das informações de patologias e criação de um índice de patologias para a comparação entre túneis visando uma gestão mais eficiente do conjunto dos ativos

3.1 CONSOLIDAÇÃO DAS PATOLOGIAS IDENTIFICADAS

A partir do conjunto de informações descrito na sessão anterior, foi realizada uma normalização das informações descritas de modo a se ter um cenário comparativo entre túneis. Foi possível, portanto, apresentar as principais anomalias identificadas e suas quantificações em áreas e comprimento, sendo elas dos seguintes tipos:

- Infiltrações.
- Deslocamento de rocha.
- Deslocamento do suporte em concreto.
- Fissuramento do suporte em concreto.
- Armadura exposta do suporte em concreto.
- Brocas e nichos de pedra.
- Canaletas de drenagem (bloqueadas ou com avarias).
- Obstruções de drenos internos.

As figuras de 6 a 9 mostram os portais de alguns túneis e as anomalias nas paredes do revestimento.

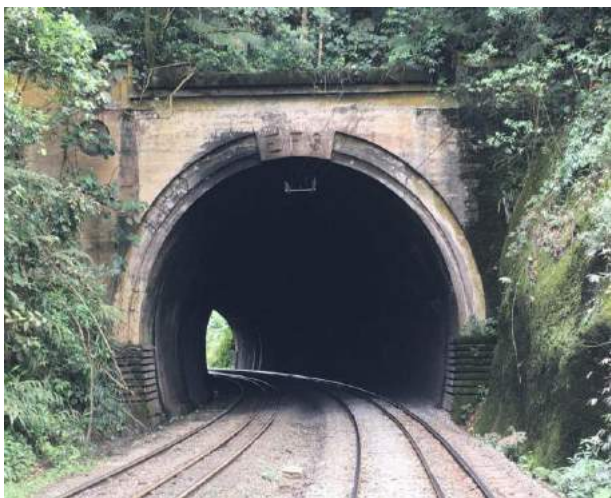


Figura 6 - Portal dos túneis 6 e 11



Figura 7 - Portais dos túneis 2 e 3



Figura 8 - Portal do Túnel 27 e exemplo de patologias encontradas ao longo das inspeções dos túneis



Figura 9 - Visão panorâmica de patologias encontradas ao longo dos túneis

Estas quantificações por tipo de anomalias foram somadas, totalizando seus quantitativos, e apresentadas na Tabela 1. A coluna Quantidade apresenta a soma absoluta de área (m^2) e comprimento linear (m) de anomalias identificadas nos túneis, bem como estes valores normalizados pelo comprimento do túnel (m^2/m ou m/m), visando facilitar a comparação relativa de anomalias entre túneis. Vale observar que os valores reportados são aproximados, apenas visando fornecer uma ordem de grandeza de cada tipo anomalia.

Da Tabela 1, verifica-se que o sistema de suporte dos túneis é predominantemente constituído de concreto moldado *in loco* para os túneis 01 a 27, alguns com trechos sem suporte (apenas maciço rochoso), ou com pedras argamassadas nas paredes laterais, e no caso do Túnel 17, também com trechos em concreto projetado, o que indica intervenção mais recente.

Como consequência de o predomínio do sistema de suporte em todos os túneis ser constituído de concreto (moldado *in loco* ou projetado), a patologia mais frequente e também em quantidade absoluta é a infiltração, em diferentes intensidades ao longo das superfícies dos túneis, sendo observado em alguns pontos a formação de estalactites e alterações de coloração provenientes do carreamento do hidróxido de cálcio do cimento, o que contribui para a deterioração do concreto da estrutura. Os túneis mais afetados por problemas de infiltrações em termos de área normalizada (m^2 por metro linear de comprimento de túnel) são os seguintes: Túnel 9 ($9,1 m^2/m$), Túnel 2 ($7,9 m^2/m$), Túnel 26 ($7,6 m^2/m$) e Túnel 10 ($7,0 m^2/m$); sendo este problema mais observado nos túneis com suporte em concreto moldado *in loco*.

Tabela 1 - Informações gerais e compilação dos dados de patologias dos túneis

Túnel	Extensão (m)	Suporte	Piso	Drenagem	Infiltrações (m2)		Deslocamento de Maciço (m2)		Deslocamento de Concreto (m2)		Fissuramento do Concreto (m)		Armadura Exposta (m2)		Brocas / Nichos de Pedra (m2)		Drenagem Central	Drenagem Lateral
					m2	m2/m	m2	m2/m	m2	m2/m	m	m/m	m2	m2/m	m2	m2/m		
1	229	Concreto moldado in loco e trechos sem suporte	Brita/Concreto	Central e Lateral	1140	5,0	5 / 0,022	17	0,07	22	0,096	4	0,0170	2	0,009	20%	10 a 100%	
2	221	Concreto moldado in loco, trechos em pedra argamassada e trechos sem suporte	Brita	Central	1745	7,9	-x-	-x-		4	0,018	1	0,0050	950	4,300	Parcial	-x-	
3	47	Portais em concreto moldado in loco e trechos sem suporte	Brita	Central	144	3,1	-x-	-x-		-x-	-x-			-x-		Parcial	-x-	
4	231	Concreto moldado in loco e trechos sem suporte	Brita	Lateral	1295	5,6	-x-	157	0,68	35	0,046	-x-		540	2,400	-x-	Pouco	
5	109	Predominantemente sem suporte, com trecho em concreto moldado in loco e pedras argamassadas	Brita	Não	5	0,05	-x-	-x-		-x-	-x-			-x-		-x-	-x-	
6	100	Concreto moldado in loco e trechos sem suporte	Brita	Lateral	264	2,6	-x-	138	1,40	23	0,230	-x-		-x-		-x-	Não	
7	94	Concreto moldado in loco	Brita	Não	485	5,2	-x-	38	0,40	250	2,700	0,03	0,0003	21	0,220	-x-	-x-	
8	147	Concreto moldado in loco	Brita	Não	1010	6,9	-x-	32	0,21	210	1,400	24	0,1600	170	1,200	-x-	-x-	
9	167	Concreto moldado in loco	Brita	Não	1520	9,1	-x-	37	0,22	222	1,300	2	0,0080	80	0,480	-x-	-x-	
10	144	Concreto moldado in loco	Brita	Não	1005	7,0	-x-	19	0,13	222	1,300	-x-		90	0,620	-x-	-x-	
11	205	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	233	1,1	-x-	96	0,47	4	0,017	3	0,0150	89	0,430	-x-	Parcial	
12	132	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	588	4,5	-x-	140	1,06	137	1,000	1	0,0090	20	0,150	-x-	Parcial	
13	81	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	231	2,8	-x-	43	0,53	91	1,100	2	0,0280	-x-		-x-	Parcial	
14	67	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	376	5,6	-x-	3	0,05	127	1,900	2	0,0260	17	0,250	-x-	Parcial	
15	108	Concreto moldado in loco	Brita	Não	335	3,1	-x-	4	0,04	217	2,000	-x-		-x-		-x-	-x-	
16	74	Concreto moldado in loco	Brita	Não	231	3,1	-x-	-x-		34	0,460	-x-		-x-		-x-	-x-	
17	253	Concreto moldado in loco e projetado	Brita	Não	378	1,5	-x-	9	0,04	73	0,290	13	0,0530	18	0,072	-x-	-x-	
18	303	Concreto moldado in loco	Brita	Não	486	1,6	-x-	80	0,26	338	1,100	14	0,0430	1	0,002	-x-	-x-	
19	146	Concreto moldado in loco	Brita	Não	467	3,2	-x-	18	0,13	92	0,630	-x-		69	0,470	-x-	-x-	
20	126	Concreto moldado in loco	Brita	Não	653	5,2	-x-	11	0,09	199	1,600	-x-		-x-		-x-	-x-	
21	207	Concreto moldado in loco	Brita	Não	969	4,7	-x-	389	1,90	419	2,000	2	0,0070	-x-		-x-	-x-	
22	150	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	460	3,1	-x-	189	1,30	82	0,550	-x-		4	0,025	-x-	Parcial	
23	65	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	326	5,0	-x-	80	1,20	149	2,300	-x-		1	0,015	-x-	Parcial	
24	89	Concreto moldado in loco	Brita	Lateral	283	3,2	-x-	50	0,56	205	2,300	1	0,0130	8	0,091	-x-	Parcial	
25	308	Concreto moldado in loco	Brita	Laterais	1163	3,8	-x-	15	0,05	627	2,000	11	0,0360	74	0,240	Parcial	Parcial	
26	176	Concreto moldado in loco	Brita	Laterais	1336	7,6	-x-	7	0,04	476	2,700	-x-		4	0,022	Parcial	Parcial	
27	178	Concreto moldado in loco	Brita	Laterais	1057	5,9	-x-	7	0,04	352	2,000	3	0,0150	27	0,150	Parcial	Parcial	

As figuras 10 a 14 apresentam as magnitudes das anomalias comparando cada um dos túneis.

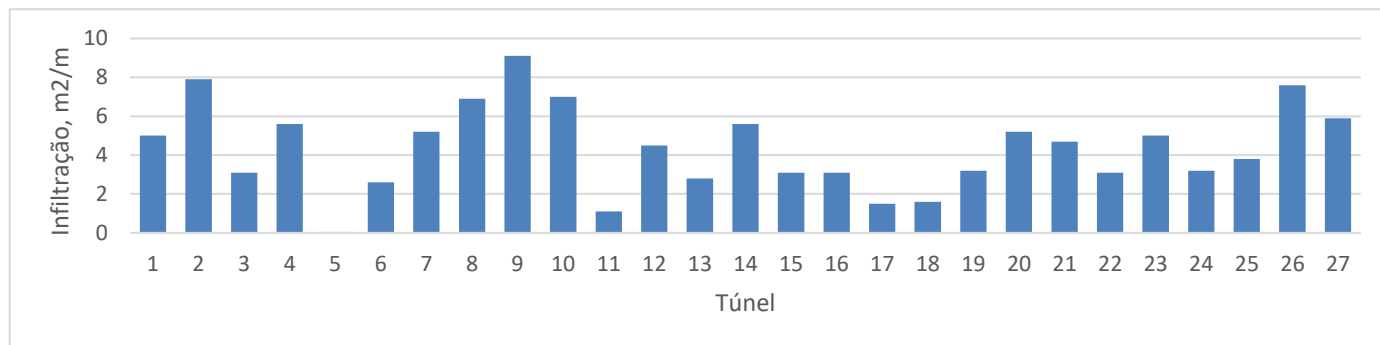


Figura 10 - Frequência de infiltração em m²/m nos túneis

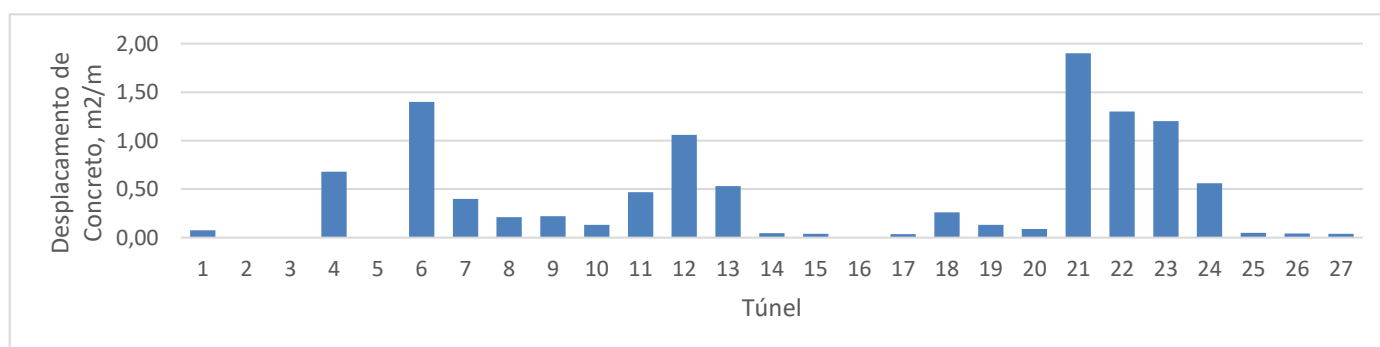


Figura 11 - Frequência de deslocamento de concreto em m²/m nos túneis

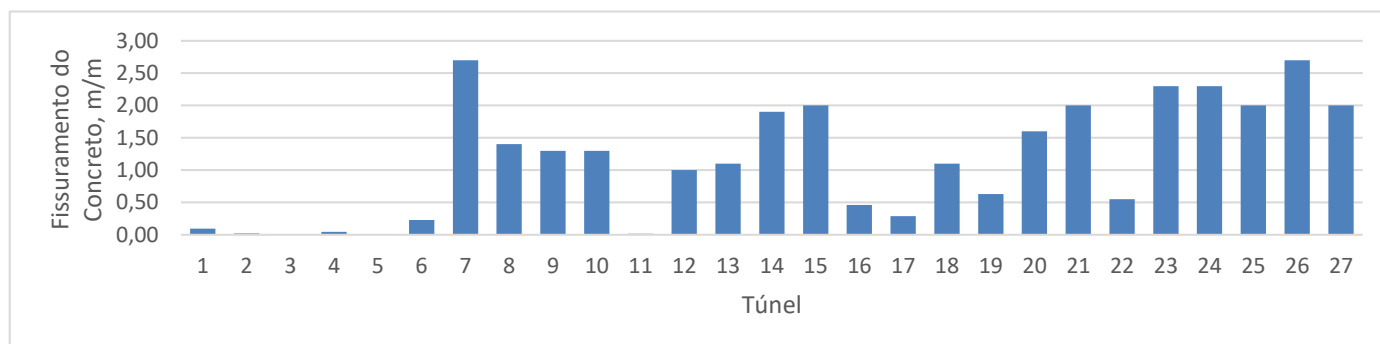


Figura 12 - Frequência de fissuramento de concreto em m/m nos túneis

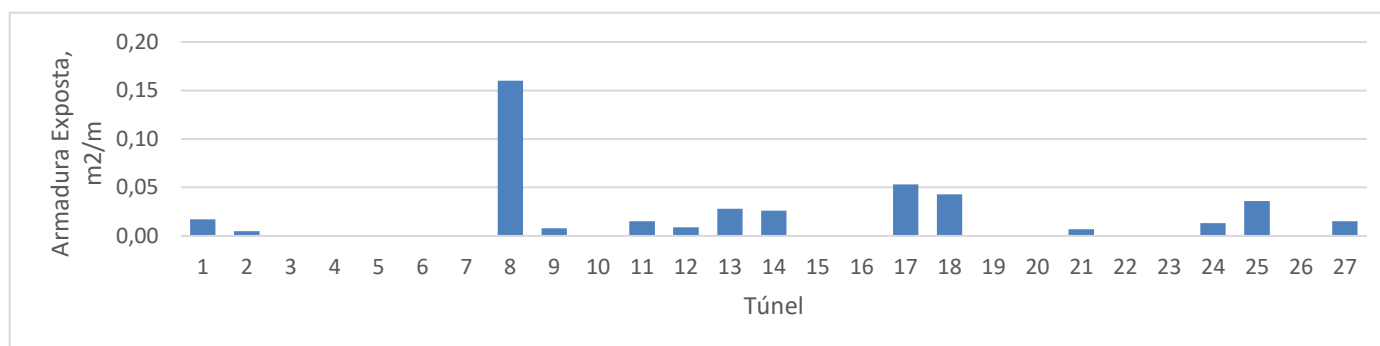


Figura 13 - Frequência Armadura exposta em m²/m nos túneis

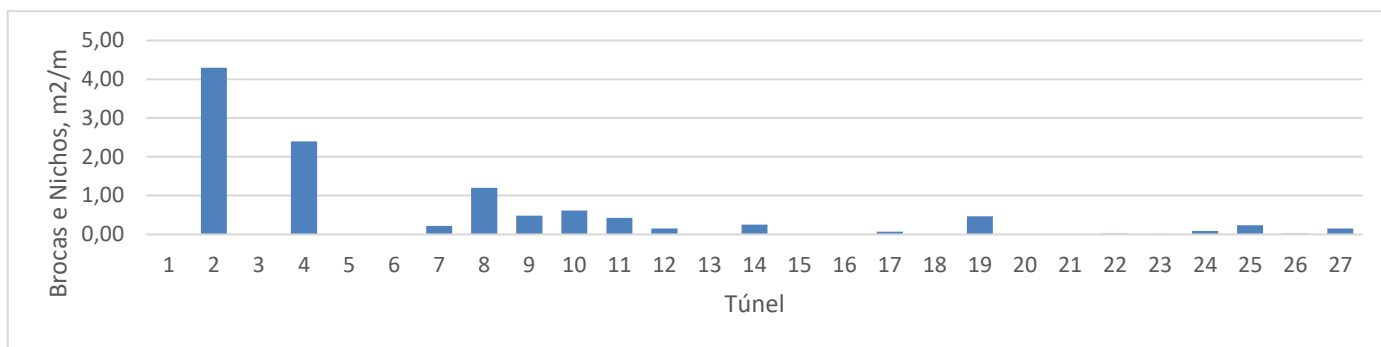


Figura 14 - Frequência de brocas e nichos em m²/m nos túneis

Também os túneis com sistema de suporte em concreto moldado in loco apresentaram problemas de deslocamento de concreto (túneis 21, 6, 22 e 23), fissuramento do concreto (túneis 6, 26, 23, 24, 15 e 25), exposição e corrosão de armaduras (agravado pela presença de monóxido de carbono – CO, emitido pelas locomotivas), e brocas e nichos de pedra. Como alguns túneis apresentam trechos sem suporte, em poucos casos e em pequenas áreas, foi reportado deslocamentos de rocha.

Outra categoria de anomalias relatada está relacionada à drenagem, tanto canaletas de drenagem superficial, que quando existem, são comumente reportadas como bloqueadas, assoreadas ou danificadas, quanto drenos internos nas estruturas dos túneis e emboques, reportados como obstruídos.

3.2 CONSOLIDAÇÃO DOS TRATAMENTOS RECOMENDADOS PARA AS PATOLOGIAS

A partir dos dados das inspeções e das avaliações em campo, a Tabela 2 apresenta uma consolidação dos tratamentos recomendados, inclusive seus respectivos procedimentos executivos.

Tabela 2 - Consolidação dos tratamentos de patologias recomendados e seus respectivos procedimentos executivos

Anomalias	Tratamentos Recomendados e Respectivos Procedimentos Executivos
Infiltrações	<ul style="list-style-type: none"> Juntas de concretagem e nichos com infiltrações relevantes devem ser seladas por meio de injeções poliuretano flexível. Antes da injeção, as áreas com infiltração devem ser seladas ou tamponadas superficialmente com argamassa de pega rápida. Instalar os bicos de injeção. Pré-injeção com espuma de poliuretano hidroativado (reage em 40 a 60 s em contato com a água, com expansão de 40 vezes o seu volume original, formando uma estrutura de poros abertos interligados, estancando o fluxo de água). Em seguida, injeção de gel de poliuretano (preenche e estrutura a espuma de poliuretano com um material altamente elástico e resistente).
Deslocamento e Segregação de Concreto, e Corrosão de Armadura	<ul style="list-style-type: none"> Limpeza geral das superfícies internas de concreto com hidrojateamento de alta pressão para remoção da fuligem, possibilitando uma visualização mais efetiva de manifestações patológicas. Drenos curtos, que permitem água em contato com as paredes do túnel, devem ser prolongados para evitar degradação do concreto. Tratamento localizado, removendo as partes comprometidas e reconstituir as seções de concreto, com aproveitamento das armaduras existentes. Marcação das áreas a serem recuperadas por identificação visual ou percussão auscultativa (som cavo).

	<ul style="list-style-type: none"> • Escarificação (apicoamento ou demolição) do concreto degradado, expondo a armadura, até atingir o concreto sã. • Corte do perímetro da área a ser recuperada com máquina de corte elétrica. • Limpeza da armadura metálica dos produtos de corrosão (lixas de aço ou hidrojateamento) até atingir o brilho metálico das barras. • Recomposição das barras metálicas cuja área afetada por corrosão for maior que 20%. • Limpeza e saturação de toda a área antes de receber a argamassa de recuperação. • Preparo e aplicação da argamassa de preenchimento até recompor completamente a cavidade, nivelando sua superfície com o sistema de suporte do túnel.
Fissuramento de Concreto	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuras, secas ou com infiltração, devem ser seladas por meio de injeções poliuretano flexível. • Antes da injeção, as áreas com infiltração devem ser seladas ou tamponadas superficialmente com argamassa de pega rápida. • Instalar os bicos de injeção. • Pré-injeção com espuma de poliuretano hidroativado (reage em 40 a 60 s em contato com a água, com expansão de 40 vezes o seu volume original, formando uma estrutura de poros abertos interligados, estancando o fluxo de água). • Em seguida, injeção de gel de poliuretano (preenche e estrutura a espuma de poliuretano com um material altamente elástico e resistente).
Drenagem	<ul style="list-style-type: none"> • Sistemas de drenagem superficial obstruídos ou com avarias devem ser recuperados (recomposição das partes danificadas da canaleta de drenagem, limpeza e remoção de assoreamento). • Drenos obstruídos devem ser limpos. • Novos drenos devem ser perfurados para aliviar a pressão de água no entorno da estrutura do túnel. • Retirada de entulhos, vegetação e assoreamento de forma a não permitir nenhum tipo de bloqueio ao fluxo. • Pontos danificados devem ser recuperados. • Drenos inativos devem ser limpos e desobstruídos (remoção de detritos com ferramenta manual, tipo um vergalhão, ou elétrica, tipo serra copo de diâmetro menor e furadeira). • Instalação de dreno superficial, tipo barbacã (tubo PVC), ultrapassando toda a espessura de concreto e prolongamento para não permitir contato de água percolada e com as superfícies de concreto. • Execução de novos drenos, tipo barbacã, utilizando serra copo, com profundidade um pouco maior que a espessura da estrutura de concreto, devendo sua extremidade interna estar envolta com manta geotêxtil.

Estes tratamentos recomendados podem ser considerados uma primeira alternativa para as patologias identificadas. No entanto, ensaios complementares podem ser utilizados para uma avaliação mais refinada do grau de deterioração das zonas afetadas, indicando sua priorização de tratamentos e recuperação. Desta forma, foi elaborado em conjunto com o time técnico da RUMO um plano de ações para a gestão dos ativos.

3.3 PROPOSTA DE PLANO DE INSPEÇÕES E PRÓXIMOS PASSOS

De forma geral, a metodologia de avaliação de anomalias em estruturas subterrâneas prevê as seguintes etapas de trabalho:

- Inspeções.
- Ensaios.
- Diagnóstico.
- Soluções de Recuperação.

Para que estas etapas possam ser adequadamente desenvolvidas, em especial a de inspeções, deve-se:

- Conhecer o projeto e a metodologia construtiva do túnel.
- Conhecer os pareceres de inspeções anteriores e eventuais tratamentos executados.
- Conhecer as condições de segurança do local.
- Agendar as inspeções para que existam plenas condições de trabalho (áreas desimpedidas, iluminação apropriada, acesso, tráfego cessado etc.).
- Planejar inspeções para realização das investigações.

Vale observar que o detalhamento das inspeções e os tipos e complexidade dos ensaios requeridos dependem da gravidade dos problemas observados e das dificuldades em diagnosticá-los. Ou seja, em alguns casos, uma simples inspeção é suficiente, principalmente quando se trata de problemas mais corriqueiros; em outras, são necessárias várias campanhas de inspeções e ensaios, variando desde ensaios mais simples e não destrutivos até os mais complexos e que requerem amostragem de materiais.

Em função dos tipos de diagnósticos dos problemas, as soluções de tratamento e recuperação podem ser aplicadas: i) no maciço circundante; ii) na interface entre o maciço e o sistema de suporte do túnel; iii) no sistema estrutural de suporte do túnel; iv) e na face interna do sistema de suporte do túnel.

No presente caso, como descrito nas seções anteriores, foram realizadas inspeções técnicas e cadastro das anomalias identificadas em cada ativo. Também foram realizadas inspeções e filmagens dos ativos como uma outra forma de avaliação.

Com a análise destes materiais, estabeleceu-se um critério de criticidade para uma nova campanha de inspeções e investigações que será realizada num futuro próximo. Esta hierarquia foi realizada de acordo com a normalização da presença de patologias e dividida em duas fases:

- Primeira fase de inspeções: túneis 1, 2, 6, 7, 9, 10, 15, 18, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27.
- Segunda fase de inspeções: demais túneis.

Para complementar esta inspeção está previsto um complemento com as seguintes metodologias:

- Vídeos de alta qualidade, georreferenciados, com imagens sequenciadas continuamente a cada progressiva dos túneis.
- Escaneamento a laser, georreferenciados, com imagens sequenciadas continuamente a cada progressiva dos túneis.
- Imagens em infravermelho para melhor identificação de zonas de umidade, zonas de baixa rigidez e fissuras.
- Ensaios com georadar para identificação de armaduras, zonas de umidade, zonas de baixa rigidez e fissuras.

Como as áreas afetadas por infiltrações são bastante extensas, podendo ter afetado os sistemas de suporte em concreto, moldado in loco ou projetado, em diferentes graus de deterioração, pode-se utilizar uma campanha de ensaios não destrutivos para mapear as zonas mais prioritárias a serem tratadas. A vantagem deste tipo de ensaio é não causar quaisquer danos aos elementos ensaiados. Dentre os ensaios não destrutivos disponíveis para estes fins, pode-se citar os seguintes:

- Ensaio esclerométrico (Martelo de Schmidt), para fornecer um índice comparativo de resistência do concreto, considerando as diversas anomalias encontradas, tais como concreto seco, zonas carbonatadas, zonas umedecidas e zonas com percolação permanente de água.
- Ensaio ultrassônico, para fornecer um índice comparativo das velocidades de ondas, e, conseqüentemente, de propriedades elásticas, considerando as diversas zonas de anomalias encontradas.

- Avaliação do potencial de corrosão da armadura, que mede o potencial elétrico das armaduras e por comparação com faixas de referência, indicam o grau de corrosão da armadura.

Os valores de resistência do concreto fornecidos pelo ensaio esclerométrico devem ser considerados apenas como estimativas e utilizados como índices de qualidade relativos entre as diversas zonas de anomalias. Assim, pode-se concluir que as zonas do sistema de suporte de concreto podem ser consideradas afetadas e que merecem intervenções. Como estas medidas de resistência do concreto são relativamente superficiais, pode-se complementar o diagnóstico da qualidade do concreto com ensaios de ultrassom, que têm um alcance de maior profundidade na camada de concreto.

O ensaio de ultrassom mede o tempo de chegada de ondas sonoras emitidas por uma fonte de frequência. Dependendo do equipamento e dos transdutores (emissor e receptor), pode-se captar as ondas longitudinal (primária) e transversal ou cisalhante (secundária), e, assim, calcular suas velocidades (V_p e V_s). Com estes valores e a massa específica do meio ensaiado, pode-se estimar suas constantes elásticas (módulo de Young E e módulo cisalhante G). Estes valores devem ser considerados apenas como estimativas e, assim, utilizados como índices de qualidade relativos entre as diversas zonas de anomalias, identificando aquelas consideradas afetadas e que merecem intervenções.

Em zonas onde o concreto se mostra muito degradado, com presença de água e fissuras, é conseqüente a suposição de danos de corrosão em sua armadura. Neste caso, pode-se fazer uma avaliação preliminar do grau de corrosão da armadura utilizando o ensaio de potencial de corrosão

Quanto às zonas potencialmente afetadas por infiltrações, anomalia mais frequente identificada, espera-se a ocorrência dos seguintes tipos de zonas de anomalias:

- Zonas secas, sem ou com uma fina camada superficial carbonatada (aparência esbranquiçada), mas que não apresentam nenhum dano à resistência do concreto.
- Zonas úmidas muito recentes, que indicam baixo ou muito baixo fluxo de escoamento de água, ou infiltrações baixas pela porosidade mais alta em pontos localizados, mas sem maiores danos à resistência do concreto até o momento presente.
- Zonas úmidas persistentes, que indicam infiltrações permanentes pelas zonas de porosidade alta do concreto, que já apresentam uma fina camada de concreto com valores de resistência consistentemente mais baixos do que os valores de referência.
- Zonas de gotejamento no teto do túnel, normalmente induzidas por fissuras, mas que tendem a não apresentar perda expressiva de resistência do concreto.
- Zonas com escoamento de água, que indicam infiltrações permanentes por pontos de fluxo ou por fissuras induzidas, que apresentam uma camada de concreto com valores de resistência consistentemente mais baixos do que os valores de referência.

A partir desta campanha de ensaios serão realizados novos estudos visando reavaliar a hierarquização apresentada neste artigo. Com os dados desta nova etapa será verificada a necessidade de intervenções nos túneis e elaborados os devidos projetos de recuperação.

4 CONCLUSÕES

A Serra do Mar possui uma função estratégica operacional importantíssima para as operações da RUMO Logística. Estes 40 km de transposição - que conectam o principal corredor de exportação e importação de commodities agrícolas - são uma ferrovia que cruza uma área com características geológicas complexas e que foi inaugurada na década de 1930. Devido a esta importância operacional a RUMO vem, desde 2016, investindo em estudos para a delimitação do nível de risco e, conseqüentemente, a gestão da vida útil destes ativos. Destacam-se dentro deste projeto os 27 túneis desta região.

A partir de inspeções cadastrais, rotineiras e esporádicas foi realizada uma consolidação das anomalias identificadas. Os principais pontos identificados são: infiltrações, deslocamento de concreto, fissuramento, exposição de armadura, brocas e nichos de pedra, obstruções e avarias da drenagem superficial, e obstruções de drenos.

A partir dos dados desta inspeção foi realizada uma priorização de intervenção e recuperação dos túneis com base na degradação e deterioração do revestimento. Com base nestas análises iniciais, encontra-se

em desenvolvimento um estudo detalhado visando o diagnóstico de zonas deterioradas e seus tratamentos e recuperação, com base em ensaios não destrutivos. Estes ensaios têm como objetivo avaliar de forma quantitativa o dano no revestimento de concreto e na armação.

Esta nova campanha de ensaios e inspeção, prevista para ser concluída em 2022, possibilitará rever a priorização definida com base nas investigações preliminares e, também, definir um plano de intervenções nos túneis ao longo do período de concessão.

REFERÊNCIAS

- [1] Histórico. **Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários**. Disponível em: <https://www.antf.org.br/historico/> Acesso em: 04/05/2021.
- [2] Relatório de Sustentabilidade 2019. **RUMO Logística**. Disponível em: <http://ri.rumolog.com/?s=relat%C3%B3rio+de+sustentabilidade>. Acesso em: 04/05/2021.
- [3] E. F. Sorocabana. **Museus Ferroviários SP**. Disponível em: <http://museusferroviarios.net.br/antigas-companhias/e-f-sorocabana/>. Acesso em: 05/05/2021.
- [4] IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), 1975. **Estudos Geológico-geotécnicos para Consolidação do Trecho Ferroviário Evangelista de Souza – Paraitinga – 1º fase. Relatório N°8209**.
- [5] IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), 1976. **Estudos Geológico-geotécnicos para Obras de Emergência no Trecho Ferroviário Evangelista de Souza – Paraitinga. Relatório N°9051**.
- [6] IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), 1976. **Levantamento Geológico-geotécnico Expedito e Recomendações de Medidas Preventivas de Emergência para Estabilização de Alguns Locais do Trecho Ferroviário Evangelista de Souza – Paraitinga. Relatório N°9324**.
- [7] MARENGO, J. A., ALVES, L. M., AMBRIZZI, T., YOUNG, A., BARRETO, N. J., & RAMOS, A. M., 2020. **Trends in extreme rainfall and hydrogeometeorological disasters in the Metropolitan Area of São Paulo: a review. Annals of the New York Academy of Sciences**.
- [8] ALMEIDA, F. F. M. 1953. **Considerações sobre a geomorfogênese da Serra de Cubatão**. Boletim de Geografia, São Paulo, v.15. 3-17 p.
- [9] ALMEIDA, F. F. M. e CARNEIRO, C. D. 1998. **Origem e evolução da Serra do Mar**, Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, V.28, n.2. 135-150 p.
- [10] SANTOS, A. R., 2004, **A grande barreira da Serra do Mar: da trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Imigrantes**. Ed. 1, São Paulo, Editora O Nome da Rosa. 122 p.
- [12] CPRM (Serviço Geológico do Brasil), 1999. **Nota Explicativa, Integração Geológica da Folha São Paulo – SF-23-Y-C**, Escala 1:250.000, Estado de São Paulo. Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil.

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA TUNELADORA TIPO EPB

A. Reis

Universidade de Brasília – Brasília, DF, Brasil

A. Assis

Universidade de Brasília – Brasília, DF, Brasil

Resumo: O aumento significativo da população e a saturação dos espaços nas superfícies observados nos centros urbanos têm levado a uma utilização cada vez mais acentuada dos espaços subterrâneos. Devido à grande concentração de construções no espaço urbano, o impacto que obras subterrâneas causam na superfície deve ser mínimo. Dentro dos centros urbanos, o recalque superficial produzido por conta de uma escavação precisa ser controlado, para não prejudicar as estruturas existentes ao longo do alinhamento do túnel. Vários avanços tecnológicos vêm sendo realizados nos últimos anos nesse sentido. Um dos métodos construtivos mais eficientes em relação a controle de recalques superficiais é o uso de tuneladoras. Escavações de túneis por tuneladoras conseguem atingir níveis tão baixos de perturbação ao terreno porque possuem mecanismos que removem o solo enquanto mantém o perfil de escavação em contato com um meio pressurizado, minimizando alterações no estado de tensões ao redor do túnel e os deslocamentos resultantes. O objetivo deste artigo é analisar os aspectos principais de uma tuneladora EPB, que tem como principal característica a estabilização da face por uma mistura formada pelo próprio solo escavado. A primeira parte foi focada em descrever as principais características de obras subterrâneas nas cidades: as peculiaridades do meio urbano, as condições do maciço neste ambiente e os possíveis cenários de risco, além de discutir os principais desafios encontrados e o gerenciamento de riscos em nessas obras. Depois discutiu-se sobre tuneladoras, apresentando um breve histórico, elementos gerais e principais tipos existentes no mercado. São debatidas as vantagens e desvantagens do uso dessa tecnologia em obras subterrâneas e é apresentada uma discussão acerca da estabilização de face em escavações com tuneladoras do tipo EPB. Por fim, é feita uma breve apresentação de como dimensionar esse tipo de tuneladora e um exemplo deste dimensionamento para o solo argiloso de Brasília.

1 INTRODUÇÃO

O aumento significativo da população e a saturação dos espaços nas superfícies observados nos grandes centros urbanos têm levado a uma utilização cada vez mais acentuada dos espaços subterrâneos. A ideia é que o subsolo seja utilizado para obras de infraestrutura de mobilidade e para redes subterrâneas de serviço, como redes de telefonia, de internet, e redes de armazenamento. Essa é uma tendência mundial, chamada de Era Ambiental, que preconiza que o espaço da superfície deve ser liberado para outras atividades, consideradas mais nobres, como lazer, trabalho e moradia, por exemplo, permitindo, assim, maior bem-estar para a população.

Devido à grande concentração de construções no espaço urbano, o impacto que as obras subterrâneas causam na superfície deve ser mínimo. Dentro dos grandes centros urbanos, o recalque superficial produzido por conta de uma escavação precisa ser controlado, de forma a não prejudicar as estruturas já existentes ao longo do alinhamento do túnel.

Vários avanços tecnológicos vêm sendo realizados nesse sentido. Um dos métodos mais eficientes em relação a controle de recalques superficiais é o uso de tuneladoras. Escavações de túneis por tuneladoras conseguem atingir níveis tão baixos de perturbação ao terreno porque possuem mecanismos que removem o solo enquanto mantem o perfil de escavação em contato com um meio pressurizado, minimizando alterações no estado de tensões ao redor do túnel e os deslocamentos resultantes.

2 OBRAS SUBTERRÂNEAS EM UM MEIO URBANO

Ao projetar uma obra, os calculistas buscam as melhores condições para determinar os parâmetros do projeto. No caso de obras subterrâneas, essa busca é intensificada, uma vez que o meio possui grande influência na construção. Durante o planejamento, projetistas procuram otimizar o alinhamento, de forma a encontrar maciços com as melhores propriedades, em regiões sem grandes interferências.

Em obras fora do ambiente urbano, projetistas têm liberdade para encontrar o melhor alinhamento possível. Já em construções na cidade, os parâmetros do projeto são menos flexíveis. Estes são condicionados pela demanda da obra e por restrições urbanas. Obras voltadas para transporte urbano, por exemplo, têm um traçado fixo, definido pelo fluxo de pessoas. Além disso, essas obras não podem ser muito profundas, pois a logística para levar as pessoas até a plataforma pode ser inviável. Dessa forma, o projeto precisa ser adaptado para atender às condições que o meio impõe.

No caso de túneis em cidades, busca-se alocá-los ao longo de espaço público. Contudo, é inevitável que algum ponto do traçado passe sob construções. Além disso, ainda há a presença de estruturas subterrâneas, muitas vezes não catalogadas. Fundações, redes de utilidades públicas e edificações estão presentes em massa, dificultando a execução desse tipo de obra. Essas estruturas, tanto subterrâneas como de superfície, não só são afetadas pelo campo de deslocamentos induzido pela construção do túnel como também influenciam na obra. Em cidades antigas, o subterrâneo está tão saturado que o preço de construção no subterrâneo fica elevadíssimo. Em Londres, por exemplo, a nova linha custou US\$ 864 milhões/km, valor três vezes mais alto que a média mundial (REIS, 2017).

Dado os diversos empecilhos, a construção de um túnel urbano exige um projeto e execução de alto nível. Em áreas urbanas, qualquer tipo de estrago causado tem alta visibilidade e impacto. A aversão a risco dos cidadãos é alta, o que pode resultar em uma forte oposição popular a futuros projetos subterrâneos. A perda de confiança pública é negativa para a indústria tuneleira mundial. Por isso, o gerenciamento de riscos em um túnel urbano deve ser incorporado em todas as fases do projeto.

Em engenharia, o conceito de risco (R) é composto pela probabilidade de ocorrência da situação (p_f) e pelos danos gerados caso a situação ocorra (C). Matematicamente, pode ser escrito como: $R = p_f \times C$. Ou seja, caso uma situação tenha alta probabilidade de acontecer, mas não cause danos significativos, ela é considerada de risco aceitável. Da mesma forma, caso uma situação tenha um alto potencial de danos, mas tenha baixa probabilidade de acontecer, ela também é considerada de risco aceitável. As potenciais situações de risco devem ser monitoradas ao longo da obra de forma a minimizar o risco total da obra.

Guglielmetti *et al.* (2007) detalha como deve ser realizado esse monitoramento. Durante o planejamento do projeto, é necessário realizar investigações geológico-geotécnicas. É por meio desses resultados que os projetistas vão ser capazes de entender melhor a geologia do local e, assim, estimar propriedades do maciço. A precisão dessa estimativa depende de quantos ensaios foram realizados, de com qual frequência eles foram realizados ao longo do comprimento do túnel e da variabilidade natural do terreno. Algumas falhas geológicas são imprevisíveis, mas com uma gama de ensaios representativa os projetistas são capazes de fazer boas aproximações e, conseqüentemente, ter valores finais de projeto mais precisos.

Com todas as propriedades do maciço estabelecidas, e com o perfil geológico-geotécnico do terreno em mãos, os projetistas seguem para a concepção do modelo estrutural do túnel. Aqui são adotadas hipóteses simplificadoras, que precisam ser escolhidas com cuidado, pois a cada hipótese o modelo fica mais distante da realidade. Possíveis situações geradas pela obra são estudadas, e assim é elaborado um mapa de risco. Com base nisso são definidos os valores de referência que devem ser monitorados. Para cada índice são estabelecidos valores de referência, de alerta e de emergência. Também deve ser desenvolvido um manual caso os valores de alerta e de emergência sejam atingidos, para minimizar danos.

Quando o projeto está finalizado, ele deve passar por uma comparação de verificação. Os resultados obtidos a partir dos cálculos são confrontados com os critérios estabelecidos pelo contratante. Essas especificações de projeto estão relacionadas principalmente aos fatores mínimos de segurança e aos recalques máximos e distorções admissíveis. Mesmo que o fator de segurança do túnel seja maior que um, se esse valor estiver abaixo do estabelecido pelo contrato o projeto está inadequado. Também é recomendável que o projeto passe por uma revisão externa. Dessa maneira, pessoas que não participaram do processo de dimensionamento do túnel verificam o projeto, o que minimiza as chances

de erros. Se o projeto não foi aceito, os projetistas devem voltar para a etapa anterior e readaptá-lo. Agora, se for aceito, considera-se que ele está verificado e pode seguir para a construção.

As fases iniciais da construção servem como uma calibração do processo construtivo. Como dito anteriormente, é muito difícil prever a resposta do maciço à construção. Por isso, a instrumentação tem um relevante papel nessa etapa, já que é por meio dela que é possível fazer essa conexão entre a teoria e a prática. Os valores medidos são comparados com os valores de cálculo, e adaptações vão sendo realizadas até que ambos coincidam. É preferível que essas mudanças ocorram no próprio ciclo de escavação, alterando-se o tempo de colocação do suporte, por exemplo. Contudo, em casos extremos, é preciso rever o projeto, substituindo-se o sistema de suporte ou acrescentando-se tirantes, por exemplo. A cada novo tipo de maciço encontrado é necessário recalibrar o processo construtivo. É importante que durante a obra sejam realizadas investigações de face, para que se possa ter dados mais confiáveis do que apenas o que consta no perfil geológico-geotécnico. Dessa forma, o construtor é capaz de saber quando a geologia local irá mudar e adaptar seu ciclo construtivo. Cada vez que o processo construtivo estiver ajustado para atender aos valores de projeto, a escavação é efetuada sem maiores interrupções.

3 TUNELADORAS

O espaço subterrâneo é utilizado desde os primórdios da humanidade. Registros revelam que os egípcios já utilizavam túneis para guardar os corpos de seus faraós. Com o passar do tempo os propósitos para a utilização do subsolo foram mudando. No início, cavernas eram utilizadas como moradias e tumbas serviam de túmulos. Na Idade Média, túneis foram construídos com finalidades militares. Na Idade Moderna, com o advento da revolução industrial, a utilização do espaço subterrâneo foi intensificada com a construção de túneis, o que possibilitou enormes avanços na tecnologia da construção dessas obras. Vários métodos construtivos de túneis surgiram com a experiência adquirida com essas escavações.

Em 1806, Brunel foi incumbido com a missão de viabilizar uma passagem pelo Rio Neva, em São Petersburgo. Para isso, ele desenvolveu um método de escavação de túnel utilizando escudos para sustentação do solo. Sua ideia consiste na divisão da frente de escavação em câmaras, permitindo que o trabalho seja realizado de forma segura. Essas câmaras são fixadas no escudo, que é empurrado para frente, após a escavação da seção, por meio de cilindros hidráulicos (MAIDL *et al.*, 2012). O *shield* de Brunel, como ficou conhecido, tinha como principal característica o suporte da face, aumentando a estabilidade da escavação e a segurança dos trabalhadores (CHAPMAN *et al.*, 2018).

Esse método só foi colocado em prática em 1825, já que a solução escolhida em São Petersburgo foi a utilização de uma ponte suspensa. Dessa vez, a missão era cruzar o Rio Tâmsa, em Londres. Ao longo da construção, ocorreram diversos problemas de inundação dentro da escavação, o que atrasou a entrega da obra. Mesmo com todos os desafios, a solução de Brunel foi revolucionária, viabilizando a construção do primeiro túnel sob um rio navegável.

Sir Thomas Cochrane foi o primeiro a solucionar o problema de controle de água dentro da escavação. Em 1830, ele inventou a trava de ar comprimido, que permitiu o acesso à uma área de trabalho pressurizada (STACK, 1982). Essa técnica foi revolucionária, simplificando a escavação em regiões abaixo do nível d'água. Em 1886, Greathead combinou o uso do ar comprimido ao método de escavação com escudos, criando a primeira tuneladora de ar comprimido (MAIDL *et al.*, 2012). Em 1876, J. D. Brunton e G. Bruton aprimoraram o *shield* de Brunel e desenvolveram o primeiro método de escavação mecanizado. A tuneladora possuía uma cabeça de corte semiesférica, que era rotacionada por meio de seis cilindros hidráulicos. Em 1896, J. Price criou um modelo mais eficaz de tuneladora combinando a cabeça de corte mecanizada com o *shield* de Greathead.

O desenvolvimento de tuneladoras do tipo EPB (*Earth Pressure Balance*) aconteceu em 1963. Uma empresa japonesa criou o primeiro modelo para a escavação de um túnel em um solo mole e plástico abaixo do nível d'água. O principal motivo para a criação desse novo modelo foi ambiental: existiam rigorosas regras relacionadas a manutenção do lençol freático, poluição do ar e despejo dos rejeitos. Além disso, a empresa era obrigada a adotar medidas de precaução para evitar doenças e acidentes a empregados trabalhando sob ar comprimido (STACK, 1982).

Desde então, a indústria de tuneladoras vem desenvolvendo máquinas cada vez mais tecnológicas, melhorando o seu desempenho, segurança e impacto nas regiões adjacentes. A cada novo desafio encontrado, seja ele de caráter geológico, hidrológico ou estrutural, os engenheiros criam técnicas, que alavancam o uso de tuneladoras para situações nunca antes pensadas.

3.1 ELEMENTOS GERAIS DE UMA TUNELADORA

Existem diversos tipos de tuneladoras, adaptadas para diferentes necessidades. Contudo, seu princípio básico ainda é baseado no *shield* de Brunel, onde uma máquina é empurrada ao longo do eixo do túnel enquanto o maciço é escavado. Seu escudo deve suportar temporariamente a pressão externa, até que o sistema de suporte esteja devidamente instalado (MAIDL *et al.*, 2012). Independente do modelo, as tuneladoras geralmente são divididas em três partes: frontal, do meio e traseira. Na frontal são realizadas a escavação do maciço e a manutenção do equilíbrio da face de escavação. A do meio contém os macacos hidráulicos, que impulsionam a máquina contra o maciço, garantindo o seu movimento. Por fim, é na traseira que o sistema de suporte é instalado (REIS, 2017).

O conceito de escavação por meio de tuneladoras é baseado num processo cíclico, dividido em duas etapas: escavação e montagem do sistema de suporte. Inicialmente, os macacos hidráulicos empurram a máquina para frente, e a cabeça cortante rotativa rompe o material na face do túnel. Ao avançar com a escavação em solos não estáveis, a possível perda de estabilidade na frente da escavação é compensada por meio da criação de uma contrapressão ou pressurização da face.

Quando os macacos atingem o seu máximo alongamento (curso), a cabeça cortante para e inicia-se a instalação do sistema de suporte, que ocorre sobre a proteção do escudo e em pressões atmosféricas. Esse sistema de suporte é basicamente um conjunto de anéis, que são instalados sequencialmente. Cada anel é composto de vários segmentos de concreto pré-moldado. Após passar pelo controle de qualidade, esses segmentos são transportados para dentro do túnel. Eles são então posicionados por um montador hidráulico, chamado eretor, por meio de ventosas a vácuo. Esse processo segue sempre a mesma rotina: o eretor ergue a peça a ser instalada; os macacos hidráulicos se retraem no ponto de instalação; o segmento é posicionado em contato com o anel previamente instalado; os macacos hidráulicos são estendidos para assegurar o posicionamento do anel até que ele seja parafusado. Todas essas etapas ocorrem dentro do escudo, protegendo o maquinário e os trabalhadores de possíveis mudanças de pressão causadas pelo maciço ou por água. Após a finalização da construção do anel, a máquina se apoia nele para prosseguir com a escavação, e um novo ciclo se inicia.

A cauda da tuneladora é equipada com uma camada circular vedante, que garante a vedação entre o ambiente interno da tuneladora e as pressões externas, causadas pelo maciço e por possíveis alterações no nível do lençol freático (HERRENKNECHT, 2019).

O processo descrito representa a escavação utilizando uma tuneladora EPB. Dependendo do tipo de tuneladora, essas etapas são adaptadas para atender às necessidades específicas de cada obra, ou até mesmo suprimidas. No caso de um túnel em uma rocha de alta qualidade, pode não ser necessária a instalação de um sistema de suporte, por exemplo. Por isso é necessário que cada obra tenha uma etapa prévia de planejamento para que possa ser definido quais serão as etapas específicas para aquele caso.

3.2 TIPOS DE TUNELADORAS

Ao longo dos anos foram desenvolvidas diversas técnicas de escavação com tuneladoras. Dois fatores primordiais na escolha de qual adotar são as propriedades do maciço e se o alinhamento do túnel se encontra sob uma zona urbana. Eles servirão como base para a escolha de qual máquina utilizar naquela escavação. As tuneladoras podem ser classificadas de acordo com o método de escavação (face plena ou parcial), os tipos de cabeça cortante (rotativa e não rotativa) e o método de reação para os macacos hidráulicos (*gripper* ou segmento). Na Figura 1 são apresentados alguns tipos de tuneladoras de acordo com as classificações apresentadas (REIS, 2020).

Nesse estudo será detalhado alguns aspectos do funcionamento da tuneladora do tipo EPB. Sua principal característica é a estabilização da face por uma mistura formada pelo próprio solo escavado. Por isso, é

recomendada a utilização dessa técnica em solos com baixa permeabilidade, como argilas e siltes. A câmara de escavação, onde fica localizada essa mistura, é isolada por meio de um anteparo de pressão, permitindo que o restante da tuneladora fique sujeito à pressão atmosférica. Após a escavação, braços misturadores ajudam a remodelar o solo, até que ele atinja a consistência desejada.

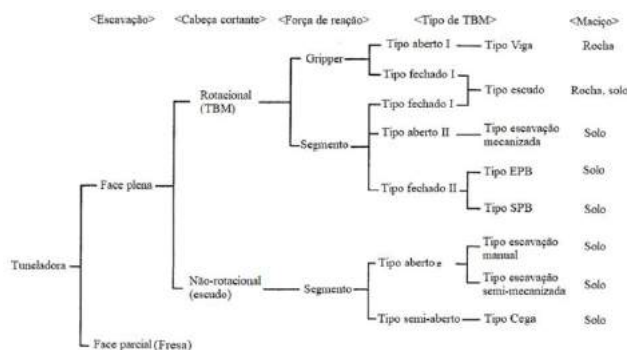


Figura 1 - Tipos de tuneladoras (REIS, 2020)

O solo retirado é então transportado por um parafuso de rosca sem fim. A quantidade de material retirado da câmara é regulada pela velocidade de rotação do parafuso, que é sincronizada com a velocidade de avanço da tuneladora. O objetivo é manter o equilíbrio entre a quantidade de solo removido e a quantidade de solo acumulada, auxiliando, assim, no processo de suporte da frente de escavação. O sistema de controle dessas velocidades precisa se adaptar rapidamente às mudanças geológicas que possam ocorrer. Para isso, a escavação é monitorada com sensores de pressão, medindo também o torque na cabeça cortante e no parafuso, além de avaliar constantemente o material escavado. O gradiente de pressão existente entre a câmara de escavação e a face do túnel resulta do atrito proveniente do parafuso sem fim. Isso significa que o solo presente no parafuso precisa garantir a vedação do sistema de remoção da mistura, caso contrário medidas alternativas deverão ser tomadas. O completo suporte à face só é alcançado se o solo puder ser remodelado em uma massa plástica para atuar como meio de suporte, por isso a EPB é recomendada para solos de baixa permeabilidade.

Em casos de solo com valor de permeabilidade mais elevado, pode-se utilizar a tuneladora SPB, que realiza o suporte da face com lama bentonítica pressurizada. Contudo, a indústria química tem avançado muito nos últimos anos, e existem hoje no mercado diversos tipos de aditivos, como espuma ou bentonita, que podem ser adicionados para aumentar o escopo de atuação de uma EPB para solos mais permeáveis.

3.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS

A escavação utilizando tuneladoras geralmente apresenta diversas vantagens em relação à escavação por meios convencionais. De maneira geral, essas vantagens são a mecanização do processo de escavação; as altas taxas de avanço diário; a precisão do perfil de corte; a minimização do impacto em construções na superfície; o aumento da segurança do trabalho; a manutenção no nível do lençol freático e o uso de um sistema de suporte mais eficiente. Contudo, há também os lados negativos da escavação mecanizada, como o longo tempo necessário para se desenvolver, produzir e montar a tuneladora; a necessidade de um período maior de familiarização com o terreno e de um canteiro mais elaborado, portanto, mais caro; o aumento do risco da manobra quando a configuração geológica muda; a falta de flexibilidade da seção transversal e do traçado e o preço da tuneladora.

Em termos gerais, a escavação por métodos convencionais é mais economicamente vantajosa em escavações mais curtas, devido ao alto investimento inicial da tuneladora. À medida que o comprimento do túnel aumenta, a situação se inverte. Contudo, como cada obra subterrânea é única, com aspectos geológicos e métodos de construção específicos, essas vantagens e desvantagens listadas variam muito para cada caso, podendo ser observadas com maior intensidade ou nem acontecendo. Logo, esse método é escolhido quando as vantagens podem ser exploradas ao máximo, e as desvantagens são compensadas, mas levadas também em consideração durante a fase de projeto e de construção.

3.4 ESTABILIZAÇÃO DE FACE EM TUNELADORAS

Como dito anteriormente, uma das maiores vantagens de uma tuneladora é o baixo nível de perturbação que esta provoca na superfície. Graças aos seus mecanismos que removem o solo enquanto mantém o perfil de escavação em contato com um meio pressurizado, as alterações geradas no estado de tensão ao redor do túnel são minimizadas quando comparadas com o método convencional, reduzindo, dessa forma, os deslocamentos resultantes. A Figura 2 compara os principais fatores que geram deslocamentos durante a construção de um túnel pelo método convencional e com a utilização de uma tuneladora.

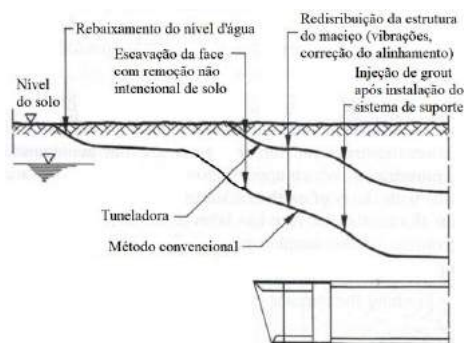


Figura 2 - Principais fatores que geram deslocamentos (REIS, 2020)

É importante entender em quais momentos a escavação com tuneladora pode gerar recalques superficiais, para que, dessa forma, seja possível minimizar essas ocorrências. Nesse estudo, será analisado com maiores detalhes o momento da escavação da face. O primeiro passo para o estudo da estabilidade da face é a montagem de um modelo de corpo de falha simplificado do maciço a frente da face de escavação.

Ao longo dos anos, diversos métodos analíticos foram desenvolvidos para simular o comportamento do mecanismo de ruptura do maciço à frente da escavação. Esses métodos servem como base para projetos preliminares, uma vez que existem modelos numéricos que são capazes de simular de forma mais fidedigna o comportamento único de cada escavação, levando em conta suas singularidades.

No caso da tuneladora EPB, a estabilização da face baseia-se na tensão transmitida pelo contato entre as partículas do solo (tensão efetiva) existente na interface entre a mistura estabilizadora de face e o maciço bem como no controle do nível piezométrico na câmara de pressurização (KOVÁRI e RAMONI, 2006).

Caso haja diferença entre o nível piezométrico da câmara e do lençol freático, ocorrerá infiltração na câmara. Para calcular as forças de infiltração direcionadas para o túnel, uma análise numérica do fluxo deve ser realizada usando o Método de Elementos Finitos. Essa análise gera um campo potencial tridimensional de estado estacionário. A lei de Darcy é assumida para modelar o fluxo de infiltração.

Como já foi dito anteriormente, medidores de pressão são utilizados na cabeça de corte da tuneladora EPB, para garantir o equilíbrio da face. Como o solo é constantemente removido e modelado para prover sustento à face, suas propriedades estão sujeitas a variações e, conseqüentemente, a pressão de face precisa ser monitorada durante toda a escavação. Com base nessas medidas, a pressão é controlada/regulada por meio da taxa de extensão do macaco hidráulico, da velocidade de rotação do parafuso sem fim ou da injeção de aditivos, de acordo com a pressão e o volume.

4 DIMENSIONAMENTO DE UMA TUNELADORA TIPO EPB

O dimensionamento de uma tuneladora envolve várias etapas. Neste artigo serão apresentados os cálculos das pressões atuantes, do impulso nos macacos hidráulicos, do torque da cabeça cortante e o dimensionamento do sistema de suporte.

4.1 CÁLCULO DAS PRESSÕES ATUANTES

Para realizar o dimensionamento de uma tuneladora, deve-se levar em consideração todas as pressões atuantes. Dentre essas pressões externas estão as radiais (pressão exercida pelo solo, pela água e pelas forças de reação ao movimento) e as axiais (pressão de suporte na escavação, dos equipamentos na face de escavação e dos macacos hidráulicos). Além disso, também devem ser considerados o peso próprio, o atrito de face, as forças de reação geradas quando o eretor está instalando o sistema de suporte, entre outros (MAIDL *et al.*, 2012). A Figura 3 representa um resumo do cálculo das principais pressões atuantes. O escudo da tuneladora deve ser dimensionado para resistir à maior delas.

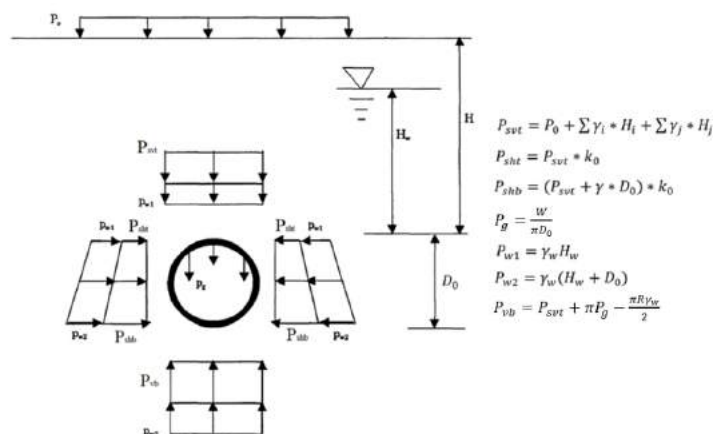


Figura 3 - Resumo das pressões atuantes (REIS, 2020)

Na Figura 3 as variáveis são: P_{svt} = pressão de solo vertical no topo do túnel, P_0 = sobrecarga, γ_i = peso específico não saturado da camada i , H_i = espessura da camada i , localizada acima do nível d'água, γ_j = peso específico saturado da camada j , H_j = espessura da camada j , localizada abaixo do nível d'água, P_{shh} = pressão de solo horizontal no topo do túnel, k_0 = coeficiente de empuxo em repouso do maciço, P_{shb} = pressão de solo horizontal na base do túnel, D_0 = diâmetro do túnel, P_g = peso próprio do túnel, W = peso total da tuneladora por metro, P_{w1} = pressão de água no topo do túnel, P_{w2} = pressão de água na base do túnel, γ_w = peso específico da água, H_w = espessura da camada de água, P_{vb} = pressão vertical na base do túnel e R = raio do túnel escavado.

4.2 CÁLCULO DO IMPULSO NOS MACACOS HIDRÁULICOS

Para calcular o impulso necessário que deve ser aplicado pelos macacos hidráulicos, é necessário fazer o levantamento de todas as forças existentes no sistema que são contrárias ao movimento. Primeiramente, tem-se a força de atrito aplicada ao longo de toda a área de contato entre o escudo e o maciço. Para determinar o seu valor, precisa-se primeiro saber qual o coeficiente de atrito μ entre o escudo e o maciço. Para argilas, o valor típico para esse coeficiente é 0,2 (MAIDL *et al.*, 2012). Dessa maneira, a força de atrito aplicada no escudo W_M é calculada por:

$$W_M = \mu * [2\pi * r * l * (p_v + p_h) * 0,5 + G_s] \quad (1)$$

onde μ = coeficiente de atrito entre o escudo e o maciço, r = raio do escudo; l = comprimento do escudo, p_v = pressão de terra vertical máxima, p_h = pressão horizontal máxima e G_s = peso próprio do escudo.

Há também a força de resistência aplicada nas lâminas da cabeça cortante W_{Sch} . Ela depende da resistência de pico p_{Sch} de cada tipo de solo. Para argilas, esse valor pode variar de 400 a 1000 kPa (MAIDL *et al.*, 2012). Assim, essa força é calculada por:

$$W_{Sch} = 2\pi * r * p_{Sch} * t_l * n_l \quad (2)$$

onde t_l = espessura da lâmina e n_l = quantidade de lâminas.

Além disso, existe a força de resistência devido à pressão de terra e de água na face W_{ST} , que é calculada como a integral da pressão de suporte pela área da face e é representada por:

$$W_{ST} = A_0 * (p_{ST\ topo} + p_{ST\ base}) * 0,5 \quad (3)$$

onde A_0 = área da face de escavação, e $P_{ST\ base}$ = pressão de suporte na base do escudo e $P_{ST\ topo}$ = pressão de suporte no topo do escudo.

Assim, a força de impulso gerada pelos macacos hidráulicos W_T deve ser a soma de todas as resistências apresentadas, adicionando um fator de segurança para levar em conta forças que não podem ser calculadas com exatidão, como o aumento do atrito quando se realizam curvas (MAIDL *et al.*, 2012).

4.3 CÁLCULO DO TORQUE DA CABEÇA CORTANTE

Para o cálculo do torque necessário a ser aplicado na cabeça cortante de uma tuneladora tipo EPB, Shi *et al.* (2011) desenvolveu um modelo teórico, onde esse torque é a soma de oito componentes. Para investigar esses componentes e em qual proporção cada parte o representa, testes foram realizados em diferentes tipos de solos, simulando escavações em argila, solo arenoso e cascalho arenoso. Com base nessas análises, em camada única do solo, o torque da cabeça pode ser calculado da seguinte forma:

$$T_{EPB} = k_1 * D^3 + k_2 * D^2 + k_3 \quad (4)$$

sendo:

$$k_1 = \frac{\pi}{12} * [k_0(1 + f_{\Delta p})\mu\gamma H(1 - \eta) + k_q\eta\tau] \quad (5)$$

$$k_2 = \frac{\pi}{4} * (k_0 + 1)\mu\gamma H W_c \quad (6)$$

$$k_3 = \gamma H D_b L_b f_b R_b n_b \quad (7)$$

onde $f_{\Delta p}$ = coeficiente relacionado à diferença entre pressões internas e externas (possui valor 1 em condições de bom equilíbrio de pressões de terra), μ = coeficiente de atrito entre o escudo e o maciço, γ = densidade do maciço, H = profundidade de sobrecarga (distância entre a superfície e o centro da tuneladora), η = relação de abertura da cabeça de corte, k_q = coeficiente de redução relacionado à área de cisalhamento, τ = módulo cisalhante do solo, W_c = espessura da cabeça de corte, D_b = diâmetro das barras misturadoras, L_b = comprimento das barras misturadoras, f_b = atrito existente entre a mistura de solo e as barras misturadoras, R_b = distância entre as barras misturadoras e o centro da tuneladora; e n_b = quantidade de barras misturadoras.

É importante destacar que esta é uma proposta de modelo, que ainda está em fase de consolidação. Por conta da incerteza geológica existente em obras geotécnicas, não há uma metodologia robusta que seja sempre aplicável. Godinez *et al.* (2015), por exemplo, analisou os dados da escavação do metrô de Seattle, e chegou à conclusão de que para aquele caso a metodologia de Shi superestimou os valores do torque em 50%. Logo, pode-se concluir que este é um modelo que serve como base para os calculistas, mas deve ser adaptado para cada situação, e verificado pela instrumentação durante a construção.

4.4 DIMENSIONAMENTO DOS ANÉIS DO SISTEMA DE SUPORTE

Em *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining*, do Grupo de Trabalho Nº 2 da ITA (2000), foi desenvolvido um processo para dimensionamento de segmentos de concreto pré-moldado:

- Passo 1: definição dos parâmetros geométricos, tais como alinhamento do túnel, diâmetro dos anéis, espessura dos segmentos, sistema construtivo do segmento e conexão das juntas.
- Passo 2: determinação dos dados geotécnicos, tais como gravidade específica, coesão não confinada e coesão efetiva, módulo de deformação, coeficiente de empuxo no repouso (k_0).
- Passo 3: seleção das seções críticas a partir de particularidades como sobrecarga, carregamentos na superfície, água percolante e estruturas adjacentes.
- Passo 4: determinação dos dados mecânicos da TBM, como pressão total advinda da aplicação do torque pelos macacos, pressão advinda da aplicação de graute e espaço para instalação.

- Passo 5: definição das propriedades dos materiais como classe do concreto, tensão de compressão, módulo de elasticidade, capacidade elástica e espaçamento limite.
- Passo 6: dimensionamento dos carregamentos. Além dos carregamentos já apresentados, também devem ser considerados carregamentos internos, carregamentos gerados na fase de construção do túnel e possíveis efeitos de terremotos. Por fim, podem existir carregamentos extraordinários, como, por exemplo, influência de túneis vizinhos.
- Passo 7: cálculo dos esforços atuantes, simulação das condições tridimensionais por modelagem computacional a partir de condições bidimensionais, podendo esta ser realizada de duas formas:
 - Modelo analítico: a partir de formulações que estejam em consonância com as normativas vigentes em cada país e com superposição de alguns carregamentos de projeto.
 - Modelo numérico: a partir de programas computacionais que utilizam o Método dos Elementos Finitos com leis constituintes dos materiais de acordo com as normativas vigentes a fim de chegar a esforços e deformações que se comportem sob o regime elastoplástico de comportamento, tornando possível simulações dos estágios mais esmiuçados da construção.
- Passo 8: resultados computacionais, extraídos dos modelos criados para realizar a análise da estrutura, com dados como momentos fletores e deflexões, esforços normais e de cisalhamento, além de definição dos carregamentos de projeto e, por conseguinte, a armação dos segmentos.

4.4.1 Análise do fator de segurança

Após o cálculo dos esforços, o fator de segurança das seções mais críticas deve ser verificado. A relação entre a capacidade axial e a capacidade de flexão de projeto das seções transversais dos membros submetidos a carga axial e momento fletor é descrita pela curva apresentada na Figura 4.

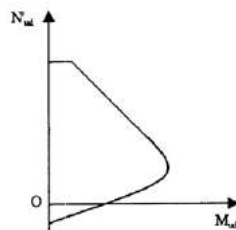


Figura 4 - Resumo das pressões atuantes (REIS, 2020)

Portanto, a segurança de uma combinação de força normal N e momento fletor M é avaliada conferindo se o ponto (M_d, N_d) está localizado dentro da curva (M_{ud}, N_{ud}) . De forma simplificada, o fator de segurança pode ser verificado da seguinte forma (REIS, 2017):

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot y}{I} \quad (8)$$

onde σ = tensão no sistema de suporte, A = área da seção transversal do sistema de suporte, N = força normal, M = momento fletor, y = distância da linha neutra até o extremo do sistema de suporte, I = momento de inércia de um metro do sistema de suporte.

Levando em consideração a norma de estruturas de concreto NBR 6118/2014, os carregamentos devem ser majorados por um fator de 1,4, e as resistências devem ser reduzidas pelo mesmo fator de 1,4, o que resulta num fator de segurança global equivalente de aproximadamente 2. Dessa forma, o calculista pode projetar a espessura dos anéis do sistema de suporte de forma a atingir o fator de segurança desejado.

4.5 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO – BRASÍLIA

Para exemplificar o dimensionamento de uma tuneladora tipo EPB, será apresentado o exemplo da escavação do trecho Asa Norte do metrô da cidade de Brasília, descrito em Reis (2020). O traçado sugerido é apresentado na Figura 5.

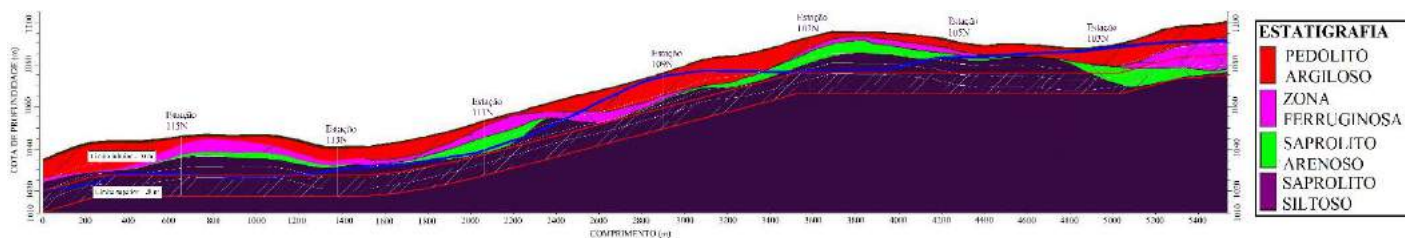


Figura 5 - Traçado sugerido (REIS, 2020)

Para o trecho em questão, com base nos parâmetros apresentados em Barbosa (2017), serão adotados valores de 18 kN/m^3 para o peso específico não saturado γ e de 19 kN/m^3 para o saturado γ_{sat} , atuando, dessa forma, a favor da segurança. A profundidade do topo do escudo h varia ao longo do trecho. Logo, o limite superior de 20 m será adotado, também em prol da segurança. Como em alguns trechos o nível d'água se encontra na superfície, o valor adotado para h_w também foi de 20 m.

O valor adotado para o módulo cisalhante do solo τ foi de 40 MPa, pois a escavação ocorre em grande parte no saprólito siltoso. Para o carregamento devido a estruturas na superfície, foi utilizado o valor máximo de tensão última de ponta obtido em ensaio realizado no solo de Brasília por Schoueri (2017), de 680 kPa. Já para o cálculo da resistência de pico uniaxial do maciço p_{Sch} , para que fossem obtidos resultados em prol da segurança, foram utilizados os maiores valores de coesão e ângulo de atrito do maciço encontrados em Barbosa (2017). Logo, tem-se:

$$p_{\text{Sch}} = 2 * c * \frac{\cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = 2 * 15 * \frac{\cos(30^\circ)}{1 - \sin(30^\circ)} = 52 \text{ kPa} \quad (9)$$

Para os parâmetros da tuneladora, foram adotados alguns valores da máquina utilizada para a escavação da Linha 5 do metrô de São Paulo, e outros foram estimados. Os valores para as variáveis adotados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores adotados

Variável	Simbologia	Valor adotado
Profundidade do topo do escudo	h	20 m
Nível d'água acima do topo do escudo	h_w	20 m
Coefficiente de empuxo em repouso do maciço	k_0	0,55
Carregamento devido a estruturas na superfície	P_0	680 kPa
Peso específico não saturado do maciço	γ	18 kN/m^3
Peso específico saturado do maciço	γ_{sat}	19 kN/m^3
Peso específico da água	γ_w	10 kN/m^3
Módulo cisalhante do solo	τ	40 MPa
Resistência de pico uniaxial do maciço	p_{Sch}	52 kPa
Diâmetro do escudo	D_0	10 m
Comprimento do escudo	l	12 m
Coefficiente de atrito entre o escudo e o maciço	μ	0,2
Peso próprio do escudo	G_s	4500 kN
Espessura da lâmina	t_l	0,05 m
Quantidade de lâminas	n_l	50
Relação de abertura da cabeça de corte	η	39%
Coefficiente de redução relacionado à área de cisalhamento	k_q	1 (valor máximo, em prol da segurança)

Espessura da cabeça de corte	W_c	0,50 m
Diâmetro das barras misturadoras	D_b	0,30 m
Comprimento das barras misturadoras	L_b	0,50 m
Atrito existente entre a mistura de solo e as barras misturadoras	f_b	0,50
Distância entre as barras misturadoras e o centro da tuneladora	R_b	3,50 m
Quantidade de barras misturadoras	n_b	15

Logo, as pressões atuantes são calculadas de acordo com o apresentado na Figura 3, e seus valores são apresentados na Figura 6.

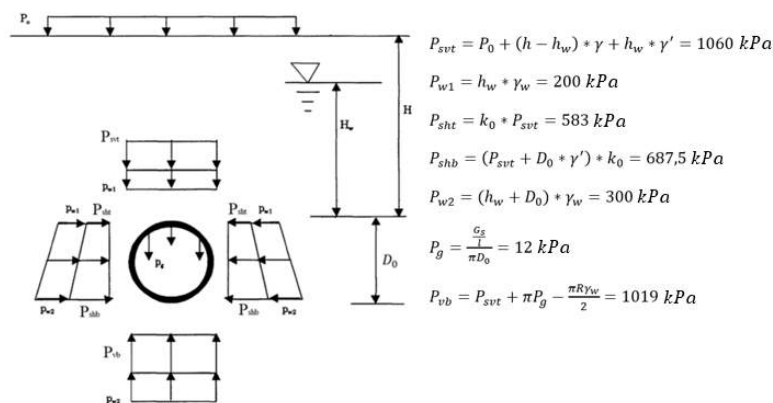


Figura 6 - Representação gráfica das pressões atuantes no túnel

Dessa forma, o escudo deve ser projetado de maneira a suportar uma pressão de 1320 kPa ($P_{vb} + P_{w2}$). O próximo passo é calcular o impulso W_T necessário que deve ser aplicado pelos macacos hidráulicos. Esse impulso é composto por três parcelas: força de atrito aplicada no escudo W_M , força de resistência aplicada nas lâminas da cabeça cortante W_{Sch} , força de resistência devido à pressão de terra e de água na face W_{ST} . Adotando um fator de segurança de 2, devido à baixa dependência de parâmetros do maciço, tem-se que:

$$p_v = P_{vb} + P_{w2} = 1319 \text{ kPa} \quad (10)$$

$$p_h = P_{shb} + P_{w2} = 987,5 \text{ kPa} \quad (11)$$

$$W_M = \mu * [2\pi * r * l * (p_v + p_h) * 0,5 + G_s] = 88 \text{ MN} \quad (12)$$

$$W_{Sch} = 2\pi * r * p_{Sch} * t_l * n_l = 4 \text{ MN} \quad (13)$$

$$W_{ST} = A_0 * (p_{ST \text{ topo}} + p_{ST \text{ base}}) * 0,5 \quad (14)$$

$$W_{ST} = \pi * \left(\frac{D_0}{2}\right)^2 * (P_{sht} + P_{w1} + P_{shb} + P_{w2}) * 0,5 = 70 \text{ MN} \quad (15)$$

$$W_T = \sum W * \text{fator de segurança} = 324 \text{ MN} \quad (16)$$

Dessa forma, o impulso que deve ser aplicado pelos macacos hidráulicos deve ser de até 324 MN, a depender do meio. Outro fator que deve ser calculado em uma tuneladora é o torque T_{EPB} que deve ser realizado pela cabeça cortante durante a escavação. Esse torque pode ser calculado da seguinte forma:

$$k_1 = \frac{\pi}{12} * [k_0(1 + f_{\Delta p})\mu\gamma H(1 - \eta) + k_q\eta\tau] = 21 \quad (17)$$

$$k_2 = \frac{\pi}{4} * (k_0 + 1)\mu\gamma H W_c = 58 \quad (18)$$

$$k_3 = \gamma H D_b L_b f_b R_b n_b = 1870 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (19)$$

$$T_{EPB} = k_1 \cdot D_0^3 + k_2 \cdot D_0^2 + k_3 = 29 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (20)$$

Dessa forma, a tuneladora deve ser projetada para aplicar um torque na cabeça cortante de até 29 MNm, a depender das condições do meio. Destaca-se que os cálculos foram realizados com parâmetros estimados, e devem ser revisadas com base nos parâmetros reais do modelo de tuneladora escolhida.

5 CONCLUSÃO

Com base na literatura disponível, foi feito um estudo das principais características de grandes obras subterrâneas nas cidades, apresentando as peculiaridades do meio urbano e os possíveis cenários de risco. Em seguida, focou-se em descrever as tuneladoras. Foram apresentados um breve histórico de como elas evoluíram ao longo dos anos, seus elementos gerais e principais tipos existentes atualmente. Foram debatidas as vantagens e desvantagens do uso dessa tecnologia em obras subterrâneas. Realizou-se uma discussão acerca da estabilização de face em escavações com tuneladoras do tipo EPB, e por fim foi feita uma breve apresentação de como dimensionar esse tipo de tuneladora, com a apresentação de um exemplo de cálculo, considerando a expansão do trecho Asa Norte do metrô de Brasília.

REFERÊNCIAS

- [1] BARBOSA, M.G.T. (2017). **Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-296/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 139 p.
- [2] CHAPMAN, D.; METJE, N.; STÄRK, A. (2018). **Introduction to Tunnel Construction**. 2ª edição, Boca Raton: CRC Press, Boca Raton, Estados Unidos. 425 p.
- [3] GODINEZ, R., YU, H.J., MOONEY, M., AND ALAVI, E. (2015). **Earth Pressure Balance Machine Cutterhead Torque Modeling: Learning from Machine Data**. Proc. Rapid Excavation and Tunneling, New Orleans, LA, June 7–10.
- [4] GUGLIELMETTI, Vittorio et al. (2007) **Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design Methodology and Construction Control**. Londres: Taylor & Francis, 2007. 507 p.
- [5] HERRENKNECHT (2019). **EPB SHIELD**. Disponível em: <<https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/epb-shield/>>. Acesso em: 16 out. 2019.
- [6] ITA (2000). **Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs)**. Lausanne: Ita - Aites, 2000. 118 p.
- [7] KOVÁRI, K.; RAMONI, M. (2006). "Urban tunnelling in soft ground using TBMs"; **Tunnelling and trenchless technology in the 21st century; International conference and exhibition on tunnelling and trenchless technology, Subang Jaya** – Selangor Darul Ehsan; 17-31; The Institution of Engineers, Malaysia.
- [8] MAIDL, B.; HERRENKNECHT, M.; MAIDL, U.; WEHRMEYER, G. (2012), **Mechanised Shield Tunneling**. 2ª edição, Berlin: Ernst & Sohn, a Wiley Company, Berlin, Alemanha. 470 p.
- [9] REIS, A.P.C. (2017). **Proposta e dimensionamento de uma nova linha de metrô W3 – L2**. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-AA001/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 92 p.
- [10] REIS, A.P.C. (2020). **Simulação Numérica Tridimensional da Escavação do Trecho Asa Norte do Metrô do DF com Tuneladora Tipo EPB**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 346/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 108 p.
- [11] SCHOUEI, Arthur Colaço (2017) **Análise da capacidade de carga de fundação profunda com o uso do pressiômetro no solo do DF**. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 53 p.
- [12] SHI, H.; YANG, H.; GONG, G.; WANG, L. (2011) **Determination of the cutterhead torque for EPB shield tunneling machine**. *Automation In Construction*, [s.l.], v. 20, n. 8, 1.087-1.095 p. Dez. 2011. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2011.04.010>.
- [13] STACK, B. (1982) **Handbook of Mining and Tunneling Machinery**. J. Wiley, Chichester, Inglaterra. 742 p.

ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESTABILIDADE DA FACE DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS CONSIDERANDO PRESSÃO DE FACE IRREGULAR

Y. H. Zamora

Universidade Estadual do Norte Fluminense, RJ, Brasil

A. D. Farfán

Universidade Estadual do Norte Fluminense, RJ, Brasil

A.P. Assis

Universidade de Brasília – Brasília, DF, Brasil

Resumo: A correta determinação da pressão de face em túneis é fundamental para evitar problemas de instabilidade. Na escavação com tuneladoras esta pressão tem uma distribuição irregular na face, sendo que numerosas pesquisas assumem um comportamento uniforme simplificando os modelos numéricos, o qual limita a obtenção de resultados mais próximos da realidade. Por outro lado, um dos maiores desafios da escavação com tuneladora é a presença de faces mistas compostas por mais de um material com características diferentes. Por este motivo, a análise da estabilidade da face de túneis escavados em solo estratificado considerando pressões de face irregulares torna-se a principal motivação do presente trabalho. Para o desenvolvimento deste estudo foram simuladas três situações de escavação no *software* de elementos finitos ABAQUS 3D®: (Modelo I) maciço estratificado com escavação num único estrato, (Modelo II) maciço estratificado com face composta por dois estratos similares e (Modelo III) maciço estratificado com face composta por dois estratos de propriedades resistentes diferentes (areia compacta e solo residual). A validação dos modelos numéricos foi feita por meio da comparação com o método analítico proposto por Mollon *et al.* (2009). Além disso a probabilidade de falha da face do túnel foi avaliada em função das incertezas provenientes dos parâmetros do solo, utilizando como referência os materiais que envolvem a face de escavação do Modelo III. Para isto foi empregado um método probabilístico eficiente chamado Metodologia de Superfície de Resposta Baseada na Colocação Estocástica (CSRSM). Os resultados da Pressão de Face Limite (σ_{tl}) mostraram um aumento do nível de dificuldade na escavação em face mista se comparado com face homogênea, requerendo um aumento de 10 pontos percentuais na σ_{tl} requerida. A análise probabilística mostrou que a escavação em areia compacta apresenta maiores probabilidades de falha nos três cenários analisados, quando comparado com os resultados para solo residual.

1 INTRODUÇÃO

A instabilidade da face de escavação é uma das principais causas do colapso em túneis, fazendo com que este tema seja recorrente em numerosos trabalhos e pesquisas, destacando-se os referidos à correta determinação das pressões de face limite (σ_{tl}). As pressões de face dependem do método de escavação utilizado, sendo que as tuneladoras fazem uma pressurização mediante a aplicação de uma pressão que contra-arresta a pressão ativa do solo na face. Um dos maiores desafios da escavação com tuneladora é a presença de faces mistas, onde se tem mais de um material com características muito diferentes. Nestes casos, a tuneladora precisa de um tempo maior para fazer a escavação do material mais resistente. Como consequência, pode ocorrer a perda excessiva do material menos resistente e, seguidamente, o colapso da face.

A pressão de face exercida pela tuneladora tem um comportamento irregular devido ao peso próprio do material empregado na câmara de escavação. Contudo, numerosas pesquisas assumem esta pressão de forma regular como uma forma de simplificação dos modelos numéricos (LI *et al.*, 2009; ZHANG, HAN

and ZHANG, 2015; PANJI *et al.*, 2016; UKRITCHON, YINGCHALOENKITKHAJORN and KEAWSAWASVONG, 2017; HUANG *et al.*, 2018). Por este motivo, a análise da estabilidade da face do túnel considerando pressões de face irregulares torna-se a principal motivação do presente trabalho, visando obter resultados mais próximos da realidade.

Na literatura tem-se diferentes métodos de análises destinados aos problemas da instabilidade da face de escavação de túneis. Vários pesquisadores propuseram modelos matemáticos para a avaliação da estabilidade da face de escavação de túneis rasos e prever o comportamento da frente. Entre estes modelos estão: Davis *et al.*, (1980), Mühlhaus, (1985), Leca and Dormieux, (1990) e Mollon, Dias and Soubra, (2009). Cada um destes métodos tem evoluído com o melhoramento dos métodos anteriores, fazendo com que cada vez o modelo seja mais otimizado para a obtenção de resultados melhores e mais precisos. Mediante estes métodos é possível obter a pressão a ser aplicada na face para que seja estável, além da superfície de ruptura.

A modelagem numérica com o emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido vastamente utilizada também nesta temática, destacando-se o uso de potentes softwares de modelação como é o caso do ABAQUS 3D®. Este software tem sido aplicado em muitas pesquisas acadêmicas obtendo resultados muito favoráveis, pois tem uma ampla aplicabilidade em diversas áreas da geotecnia.

Por outro lado, devido à grande heterogeneidade dos solos e dos maciços rochosos, os métodos probabilísticos são amplamente utilizados na engenharia de túneis. Estes métodos possibilitam a prevenção de danos e riscos nas escavações.

Os métodos mencionados anteriormente foram aplicados no presente trabalho visando a obtenção de uma análise mais completa da estabilidade de faces de túneis considerando pressões de face irregulares e a presença de faces mistas na escavação com tuneladora.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 PARÂMETROS DO MACIÇO

Foi considerado um maciço estratificado formado por três camadas de solo. Os dados foram extraídos da pesquisa de Ring e Comulada, (2018) os que desenvolveram um modelo de elementos finitos 3D para estudar o efeito das pressões exercidas pela TBM (*Tunnel Boring Machine*) no comportamento dos deslocamentos do solo. O estudo foi aplicado a uma seção da Linha 4 do metrô de Rio de Janeiro, considerando um diâmetro de escavação de 10 m. Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros do maciço utilizados na presente pesquisa.

Tabela 1 - Parâmetros do maciço

Estrato	γ (kN/m^3)	E (MN/m^2)	ϑ	φ ($^\circ$)	c (kPa)
I – Areia compacta	19	150	0.25	38	5
II – Areia muito compacta	20	260	0.25	40	5
III – Solo residual	19	70	0.2	25	20

2.2 CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES DO REFORÇO E DA TUNELADORA

Na simulação do processo de escavação com TBM interferem características gerais da tuneladora, tais como: o controle da pressão da lama na câmara de escavação para garantir a correta estabilidade da face, a separação entre o reforço colocado e o maciço ("*tail gap*"), a separação entre a calda de cimento e o maciço ("*tail grouting*") tendo em conta o tempo de endurecimento dessa calda, além das juntas entre os

segmentos de revestimento (KAVVADAS *et al.*, 2017). Foram definidas algumas das características necessárias para a simulação da escavação com TBM, as quais se apresentam na Tabela 2.

Tabela 2 - Propriedades do revestimento e da calda de cimento

Material	Espessura (cm)	γ (kN/m^3)	E (GPa)	ν
Anéis do revestimento	50	25	30	0.2
Calda de cimento (Grout)	11-15	20	1	0.2

2.3 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Primeiramente foi feita a validação de um modelo numérico simples considerando a escavação num maciço homogêneo e a aplicação de uma pressão uniforme na face de escavação. Os resultados foram comparados com aqueles obtidos pelo método analítico de Mollon, Dias and Soubra, (2009) considerando as mesmas características geométricas e parâmetros de resistência do modelo numérico. Para isto foi empregado o software chamado TFSS (*Tunnel Face Stability Software*) desenvolvido no ambiente de Matlab pelos autores anteriormente citados, o qual se encontra disponível no site <http://guilhem.mollon.free.fr/>. Em ambos métodos foram aplicados fatores de redução (FR) até atingir o colapso do túnel com o objetivo de obter a zona de ruptura para a sua posterior comparação.

Tomando como referência os resultados do modelo numérico anterior, validado pelo método analítico, foi feita a calibração do modelo numérico quando é aplicada uma pressão com aumento gradativo com a profundidade (caso de escavação com TBM) comparando a evolução da zona de ruptura em ambos modelos.

Devido à condição de simetria dos modelos, foi considerado para a simulação do túnel apenas a metade de um cilindro cortado no seu eixo longitudinal. Foram adotadas as seguintes dimensões: 5D na direção Z, 10D na direção X e 20D na direção Y; sendo suficientemente grandes para evitar efeitos de contorno. As condições de contorno utilizadas foram: a superfície do terreno livre, nas laterais do modelo só as direções normais foram restritas para o movimento e a base dos modelos foi considerada como fixa, ou seja, restrita para o movimento em todas as direções.

2.4 ELABORAÇÃO DOS MODELOS PARA ANÁLISE

Foram idealizados três modelos fundamentais com cobertura do túnel de 15 m e diferentes espessuras dos estratos do maciço (e) como se mostra na Figura 1, sendo eles:

- Modelo I: escavação em maciço estratificado, sendo que o túnel é escavado num único estrato.
- Modelo II: presença de três estratos de solo no maciço, sendo que a face do túnel é composta por dois tipos de solo com propriedades similares.
- Modelo III: presença de três estratos de solo no maciço, sendo que a face do túnel envolve dois estratos do maciço com propriedades diferentes, caracterizando-a como mista. Este caso representa um cenário especialmente desfavorável para a estabilidade pois se tem uma variação abrupta nos parâmetros dos materiais numa mesma seção de escavação. Foi definido o parâmetro T o qual representa a porção da camada menos resistente na face do túnel, variando desde o teto e o piso do túnel, como pode ser observado na Figura 1. Além disso na Tabela 3 encontram-se definidos os casos analisados sendo identificado cada um deles com um código para melhor compreensão dos resultados.

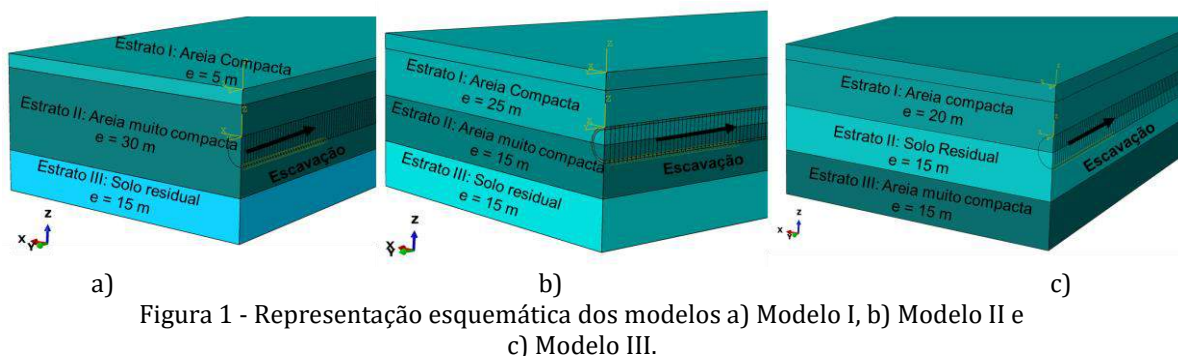


Figura 1 - Representação esquemática dos modelos a) Modelo I, b) Modelo II e c) Modelo III.

No Modelo III foi avaliada a influência da posição da camada menos resistente na face (Areia Compacta), sendo analisados os casos onde dita camada se encontra na parte superior e os casos onde se encontra na parte inferior da face de escavação. Na Figura 2 pode ser observada a representação esquemática dos casos descritos acima onde o parâmetro “T” representa a porção da camada menos resistente na face do túnel. Além disso, na Tabela 3 encontram-se definidos os casos analisados sendo identificado cada um deles com um código para melhor compreensão dos resultados

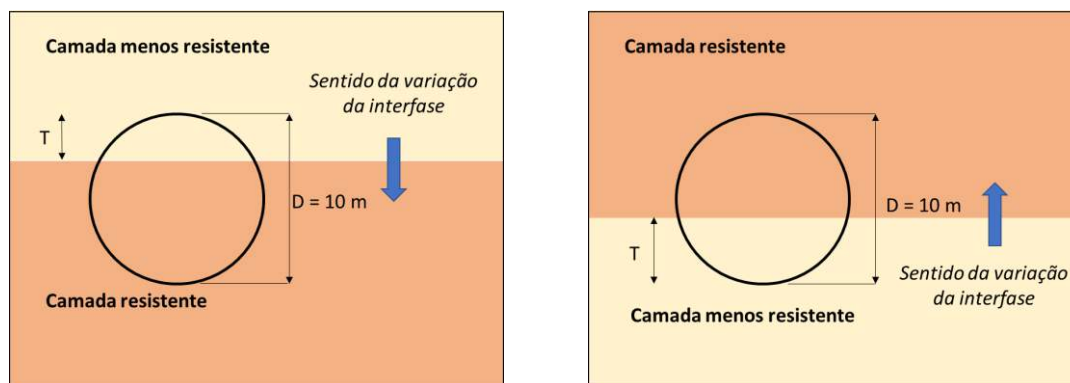


Figura 2 - Representação esquemática da variação da interfase entre estratos

Tabela 2 - Definição da interfase

	Posição do estrato débil na face									
	Superior					Inferior				
Código	1S	3S	5S	7S	9S	1I	3I	5I	7I	9I
Valores de T(m)	1	3	5	7	9	1	3	5	7	9

Determinação da Pressão de Face Limite

Foram comparados os resultados de Pressão de Face Limite quando aplicada uma Pressão Uniforme com o caso de se tratar de Pressão Irregular. As σ_{tl} foram determinadas mediante a diminuição gradual da Pressão Inicial aplicada em cada caso, sendo definidas pelas seguintes equações:

$$\sigma_{t0}(\gamma * H) * k_0 \quad (1)$$

Para o caso de Pressão Uniforme, onde σ_{t0} = Pressão de face inicial, γ = Peso específico do solo, H = Distância da superfície até o eixo longitudinal do túnel ($C+D/2$), k_0 = Coeficiente de empuxo no repouso. No caso da aplicação de uma Pressão Irregular de Face foi definida uma expressão em função da profundidade de escavação (Z) e o diâmetro do túnel:

$$y = 8(10 - Z) + 10 \quad (2)$$

A pressão de face limite é definida pelo valor correspondente da pressão aplicada no momento da convergência do software. Dita convergência corresponde ao colapso da face sendo identificada pela interrupção da execução das análises sem ter completado o *step*.

O reforço do túnel foi modelado como um elemento sólido com partições de 1.5 m as quais são ativadas à medida que ocorre a escavação do túnel simulando o processo de reforço da tuneladora (Figura 3).

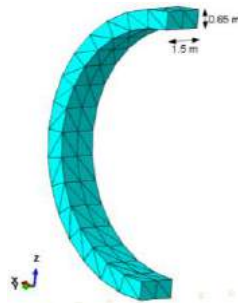


Figura 3 - Seção do reforço aplicado

2.5 ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE FALHA DA FACE DO TÚNEL

Foi calculada a probabilidade de falha da face do túnel por colapso, em função das incertezas provenientes dos parâmetros do solo. Foram avaliados os dois estratos que envolvem a face de escavação empregando um método probabilístico eficiente chamado Metodologia de Superfície de Resposta Baseada na Colocação Estocástica (CSRSM pelas suas siglas em inglês).

Foram considerados quatro parâmetros incertos na análise da probabilidade de falha da face do túnel. Na Tabela 4 se apresenta os coeficientes de variação (CoV) definindo três cenários probabilísticos (Mollon *et al.*, 2013). Os valores referidos na Tabela 4 são definidos tendo em conta a variabilidade natural do solo assim como possíveis erros de medição.

Tabela 4 - Definição dos cenários probabilísticos. Adaptado de Mollon *et al.* (2013).

Variável	CoV (%)			Tipo de distribuição
	Cenário otimista	Cenário neutral	Cenário pessimista	
φ (°)	5	10	15	Beta
c (kPa)	10	20	30	Lognormal
γ (kN/m ³)	3	5	8	Lognormal
σ_t (kPa)	5	15	25	Lognormal

A programação do CSRSM foi feita no software TFSS. Este *software* permite fazer uma avaliação probabilística mais completa do desempenho da pressão de face do túnel pois tem em conta parâmetros como: geometria do túnel, características aleatórias das variáveis, CoV, tipos de Função de Densidade de Probabilidade (PDF), correlação entre as variáveis etc.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A validação foi feita mediante a comparação da evolução da zona de ruptura obtida por meio da modelagem numérica e o método analítico proposto por Mollon *et al.* (2009). Para isto foi considerado um túnel de 10 m de diâmetro escavado num maciço homogêneo com as características e propriedades definidas na Tabela 1. Os parâmetros resistentes do maciço foram afetados por fatores de redução até atingir o colapso da estrutura. Na Figura 4 pode ser observada a zona de ruptura obtida mediante a simulação numérica com a aplicação do carregamento de face Uniforme e também com carregamento de face Irregular, assim como a obtida mediante o Método Analítico de Mollon *et al.* (2009).

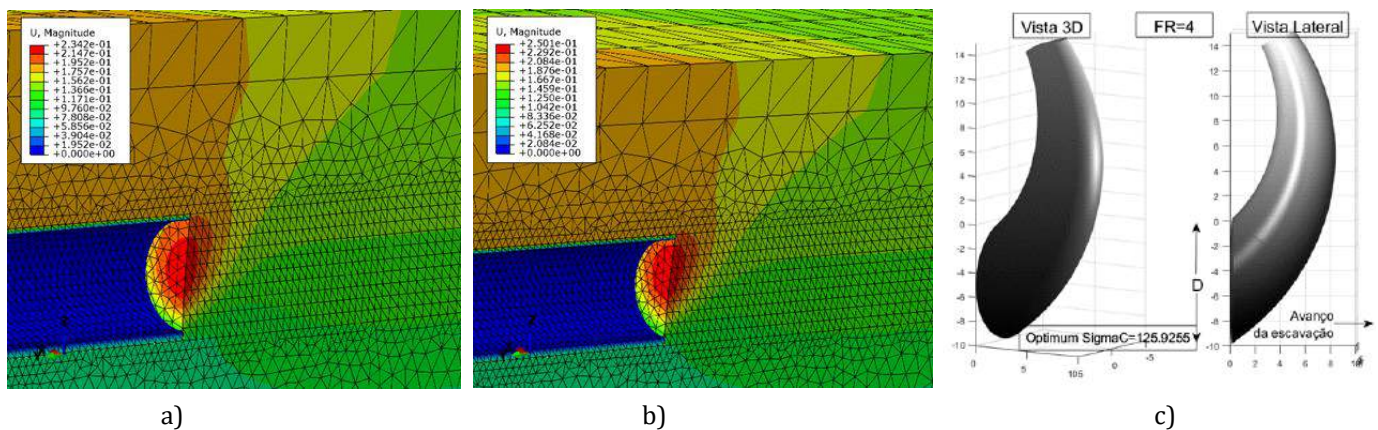


Figura 4 - Zona de ruptura a) Pressão Uniforme FR = 3.5, b) Pressão Irregular FR = 4, c) Método analítico de Mollon *et al.* (2009)

Comparando os resultados obtidos mediante os métodos empregados pode-se concluir que os resultados são semelhantes na forma da zona de ruptura no colapso (FR=4) para uma Pressão de Face Limite (σ_t) de 125,9 kPa pelo método analítico, sendo que no método numérico os resultados foram obtidos para uma $\sigma_t = 114 \text{ kPa}$.


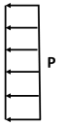
3.2 OBTENÇÃO DAS PRESSÕES DE FACE LIMITE

As Pressões de Face Limite (σ_{tl}) foram obtidas de forma iterativa a partir da Pressão de Face Inicial (σ_{t0}) definida pelas Equações 1 e 2.

3.2.1 Modelos I e II

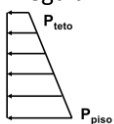
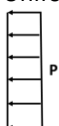
Para o mesmo modelo foram aplicados os dois tipos de pressões (irregular e uniforme), determinando as σ_{tl} para cada caso. Em ambos casos se começou com a aplicação de 100% da σ_{t0} , a qual foi sendo diminuída em intervalos de 10% até atingir a ruptura do túnel. Nas Tabelas 5 e 6 se apresentam as respectivas porcentagens de diminuição com o valor correspondente de carregamento de face para os Modelos I e II.

Tabela 5 - Pressão de face - Modelo I

Distribuição da Pressão na Face	σ_t , kPa (% redução)				
Irregular 	90-210* (100%)	81-189* (90%)	72-168* (80%)	63-147* (70%)	58.5-136.5* (65%)
Uniforme 	130 (100%)	117 (90%)	104 (80%)	91 (70%)	ruptura

*Pressão no Piso

Tabela 6 - Pressão de face - Modelo II

Distribuição da Pressão na Face	σ_t , kPa (% redução)			
Irregular 	90-210* (100%)	81-189* (90%)	72-168* (80%)	67,5-157,5* (75%)
Uniforme 	130 (100%)	117 (90%)	104 (80%)	ruptura

*Pressão no Piso

3.2.2 Modelo III

Para a sua comparação, as análises a continuação foram feitas em pares fazendo coincidir valores iguais do parâmetro T, medido desde o teto e desde o piso do túnel.

Modelos 1S e 1I: para o caso 1S foi obtida um valor de σ_{tl} de 20% da Pressão de Face Limite, sendo possível portanto uma diminuição de até um 80% de dita pressão. Por outra parte o valor σ_{tl} para o modelo 1I foi de 35% da Pressão de Face Inicial. Desta forma pode-se afirmar que a posição mais crítica do estrato débil para estes casos é quando se encontra na parte superior.

Modelos 3S e 3I: no modelo 3S foi obtida uma Pressão de Face Limite igual a 35% da Pressão Inicial, enquanto para o modelo 3I o valor de σ_{tl} foi de 30%, denotando assim a posição superior da camada débil como crítica.

Modelos 5S e 5I: estes modelos correspondem a um valor do parâmetro T = 5m, tanto para o caso onde o estrato débil situa-se na parte superior como no caso onde se encontra na parte inferior do diâmetro do túnel. Os resultados mostraram que em ambos dos modelos foi possível diminuir até um 80% a pressão de face inicialmente definida pela Equação 2, ou seja, foi obtida uma $\sigma_{tl} = 0,2 * \sigma_{t0}$.

Modelos 7S e 7I: os modelos 7S e 7I correspondem a valores do parâmetro T de 7 medido desde o teto e o piso do túnel respectivamente. Para o modelo 7S foi possível fazer uma redução de até 70% da Pressão de Face Inicial obtendo assim uma $\sigma_{tl} = 0,3 * \sigma_{t0}$. Já no modelo 7I o valor da Pressão de Face Limite foi 35% da Pressão de Face Inicial. Senso assim nestes casos a posição mais crítica do estrato débil é na parte inferior.

Modelos 9S e 9I: no modelo 9S foi determinada uma Pressão de Face Limite de 35% da Pressão de Face Inicial, sendo possível fazer a escavação com até 65% de diminuição da mesma. Por outro lado, no modelo 9I a $\sigma_{tl} = 0,2 * \sigma_{t0}$ conseguindo executar a escavação até com um 80% de diminuição da Pressão de Face

Inicial. Baseados nestes resultados pode-se afirmar que a posição mais crítica da camada débil para estes modelos é a superior.

3.3 ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE FALHA DA FACE DO TÚNEL POR COLAPSO

Nesta análise foi comparada a Probabilidade de Falha (Pf) do túnel por colapso quando escavado em dois tipos de solo: Estrato I e Solo Residual.

Cenário otimista

Para um cenário otimista onde os CoV são pequenos, ou seja, onde é assumido que as variáveis de entrada têm pouca variação, foram registradas probabilidades de falha a partir de uma Pressão de Face de 15 kPa no caso da análise com Solo Residual e de 27 kPa no caso de se tratar de Areia Densa (Figura 5).

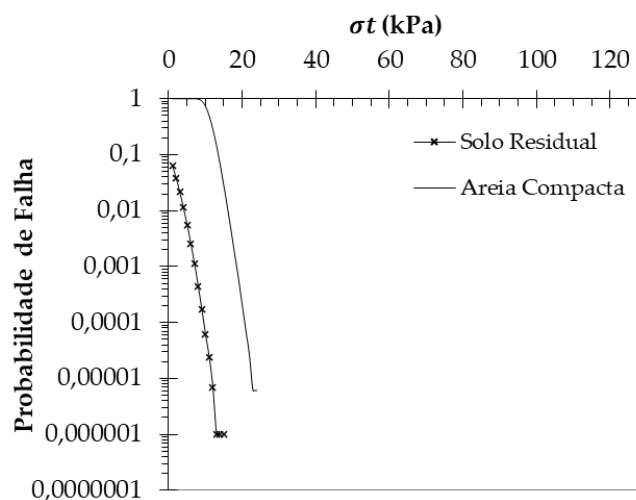


Figura 5 - Influência do tipo de solo na Probabilidade de Falha da Face do túnel - Cenário Otimista

Cenário neutral

A Figura 6 mostra a Probabilidade de Falha da Face do Túnel para um Cenário Neutral. Foi notado que, para o intervalo de Pressões de Face prescritas desde 1 até 130 kPa, o Solo Residual começou apresentando os valores mais altos de Probabilidade de Falha ($\sim 2.37 \times 10^{-1}$) para uma $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$, decrescendo rapidamente com o incremento desta pressão. Quando $\sigma_t = 41 \text{ kPa}$ a Probabilidade de Falha é de 1×10^{-6} o qual na prática significa uma estrutura segura (ZHOU *et al.*, 2020).

No caso da areia compacta, para valores de σ_t baixos na faixa de 1 até 14 kPa, os valores de Probabilidade de Falha apresentam-se altos indo desde 1 até 2.22×10^{-1} . A partir desse ponto começa a diminuir rapidamente até valores considerados seguros (1×10^{-6}) para $\sigma_t = 77 \text{ kPa}$.

Cenário pessimista

Considerando um Cenário Pessimista pode-se observar na Figura 7 que, com a aplicação de uma $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$ o maior valor de Probabilidade de Falha é de 3.4×10^{-1} para uma escavação em Solo Residual caindo rapidamente até 1×10^{-6} para uma Pressão de Face entorno aos 96 kPa. Além disso pode-se demarcar uma faixa segura para valores de Pressão de Face a partir de 55 kPa onde se observou uma estabilização dos valores de Probabilidade de Falha de 9.9×10^{-5} .

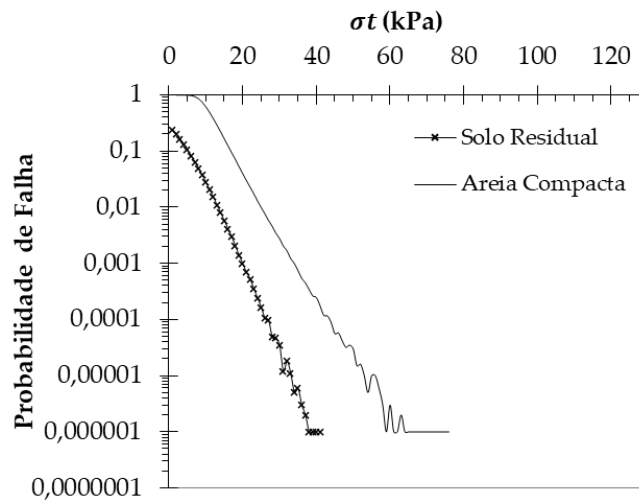


Figura 6 - Influência do tipo de solo na Probabilidade de Falha da Face do túnel
Cenário Neutral

Com a escavação em Areia Compacta os valores máximos de Probabilidade de Falha oscilaram em torno de 1 até 1.13×10^{-1} para $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$ até $\sigma_t = 20 \text{ kPa}$. Após este valor de pressão de face, a probabilidade de falha foi diminuindo, destacando-se uma faixa segura com valores entre 8.6×10^{-5} até 1.4×10^{-5} correspondente a Pressões de Face de entre 97 e 130 kPa.

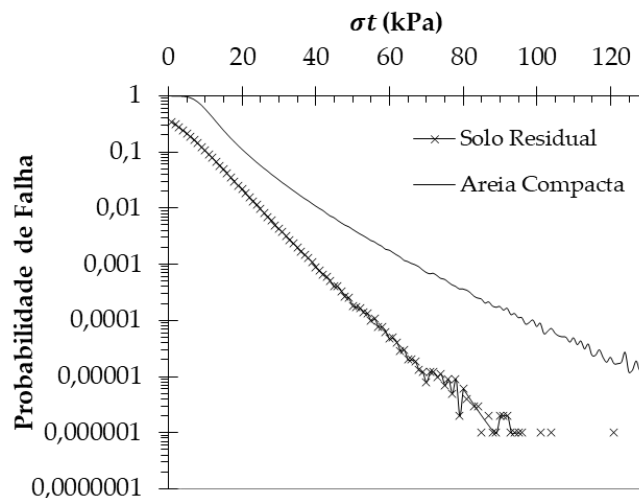


Figura 7 - Influência do tipo de solo na Probabilidade de Falha da Face do túnel
Cenário Pessimista

4 CONCLUSÃO

A validação dos modelos numéricos, feita por meio da comparação dos resultados com o método analítico de Mollon *et al.*, demonstrou coerência uma vez que foi obtida a evolução da zona de ruptura por ambos métodos fazendo um aumento dos fatores de redução até atingir o colapso do túnel. Os resultados confirmaram o colapso da face pelo método analítico, evidenciando a validação do modelo numérico.

As pressões de face limite foram calculadas de forma iterativa a partir da diminuição em intervalos de 10% da Pressão de Face Inicial até atingir o colapso do túnel. Para o Modelo I o resultado foi de 65% da Pressão de Face Inicial, o qual representa valores de Pressão de Face Limite de 58,5 até 136,5 kPa no Teto e no Piso do túnel respectivamente. No Modelo II foi determinada uma σ_{tl} de 75% da σ_{t0} , variando

de 67,5 até 157,5 kPa no Teto e no Piso do túnel respectivamente. Estes resultados ressaltam o aumento no nível de dificuldade que tem uma escavação com face heterogênea se comparado à escavação em face homogênea, requerendo um aumento de 10% no valor da Pressão de Face Limite. Por outra parte, os resultados de σ_t do Modelo III constaram que a posição mais crítica do estrato menos resistente é na parte superior da face de escavação.

Por último foi feita a análise da probabilidade de falha para as duas camadas que compõem a face no Modelo III: solo residual e areia compacta. Nos três cenários analisados (otimista, neutral e pessimista) foi possível observar uma maior criticidade para o caso da escavação em areia compacta, onde se observaram probabilidades de falha para magnitudes maiores de pressões de face se comparado com solo residual. Foi determinada uma faixa segura para ambos casos, a qual ficou definida por $32 \text{ kPa} \geq \sigma_t \leq 60 \text{ kPa}$ para solo residual e $53 \text{ kPa} \geq \sigma_t \leq 97 \text{ kPa}$ para o caso da escavação em areia compacta, destacando-se esta última como a situação mais crítica.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS

- [1] DAVIS, E. H. *et al.* (1980) 'The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material', *Géotechnique*. Thomas Telford Ltd, 30(4), pp. 397–416. doi: 10.1680/geot.1980.30.4.397.
- [2] HUANG, M. *et al.* (2018) 'Continuous field based upper bound analysis for three-dimensional tunnel face stability in undrained clay', *Computers and Geotechnics*. Elsevier, 94, pp. 207–213. doi: 10.1016/j.compgeo.2017.09.014.
- [3] KAVVADAS, M. *et al.* (2017) 'Development of a 3D finite element model for shield EPB tunnelling', *Tunnelling and Underground Space Technology*. Pergamon, 65, pp. 22–34. doi: 10.1016/j.tust.2017.02.001.
- [4] LECA, E. and DORMIEUX, L. (1990) 'Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material', *Géotechnique*, 40(4), pp. 581–606.
- [5] LI, Y. *et al.* (2009) 'Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay', *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), pp. 472–481. doi: 10.1016/j.tust.2008.10.007.
- [6] MOLLON, G., DIAS, D. and SOUBRA, A. H. (2009) 'Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability', *International Journal of Geomechanics*. American Society of Civil Engineers, 9(6), pp. 237–249.
- [7] MOLLON, G., DIAS, D. and SOUBRA, A. H. (2013) 'Range of the safe retaining pressures of a pressurized tunnel face by a probabilistic approach', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 139(11). doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000911.
- [8] MÜHLHAUS, H.-B. (1985) 'Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions', *Rock Mechanics and Rock Engineering*. Springer, 18(1), pp. 37–52.
- [9] PANJI, M. *et al.* (2016) 'Stability analysis of shallow tunnels subjected to eccentric loads by a boundary element method', *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), pp. 480–488. doi: https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.01.006.
- [10] RING, B. and COMULADA, M. (2018) 'Practical numerical simulation of the effect of TBM process pressures on soil displacements through 3D shift iteration', *Underground Space*. Elsevier. doi: 10.1016/j.undsp.2018.09.003.
- [11] UKRITCHON, B., YINGCHALOENKITKHAJORN, K. and KEAWSAWASVONG, S. (2017) 'Three-dimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth', *Computers and Geotechnics*, 88, pp. 146–151. doi: https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.03.013.
- [12] ZHANG, C., Han, K. and Zhang, D. (2015) 'Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive-frictional soils', *Tunnelling and Underground Space Technology*. Pergamon, 50, pp. 345–357. doi: 10.1016/j.tust.2015.08.007.
- [13] ZHOU, S. *et al.* (2020) 'Influence of a weak layer on the tunnel face stability - Reliability and sensitivity analysis', *Computers and Geotechnics*, 122. doi: 10.1016/j.compgeo.2020.103507.

ANÁLISES DO *OVERBREAK* EM TÚNEL ESCAVADO PELO NATM COM EXPLOSIVOS: ESTUDO DE CASO RODOVIA DOS TAMOIOS (SP-99)

M. A. Sehn & M. A. M. Noronha

Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil

Resumo: A escavação de túneis subterrâneos pelo NATM utilizando explosivos é um processo inerentemente destrutivo, que tem como uma das principais consequências o *overbreak*, definido como a quantidade de rocha escavada além do gabarito previsto em projeto. Além de afetar a qualidade da escavação, o *overbreak* é capaz de comprometer a segurança do ambiente de trabalho devido aos riscos de instabilidade associados, podendo vir a gerar atrasos no cronograma e custos adicionais em razão dos serviços de remoção do material extra escavado, e da eventual necessidade de preenchimento das cavidades com concreto projetado. Neste trabalho, tem-se como objetivo relatar e analisar a ocorrência do *overbreak* gerado na escavação de um dos túneis inseridos na obra de duplicação da Rodovia dos Tamoios (SP-99), a qual está localizada no litoral norte do estado de São Paulo. O túnel em estudo é o Túnel Principal 5, que foi escavado pelo *New Austrian Tunnelling Method* (NATM) com explosivos. Primeiramente, são descritas as etapas de escavação e os métodos de controle e medição do *overbreak* adotados para o túnel. Em seguida, são desenvolvidas análises estatísticas em duas etapas: análise exploratória dos dados, visando identificar tendências de ocorrência desse fenômeno, e análise de correlação de Pearson entre os dados de *overbreak* e os dados de RMR (definido como parâmetro geomecânico), por meio do *software* RStudio. Os resultados revelam uma correlação negativa e fraca entre essas variáveis, e uma distribuição de frequência assimétrica positiva dos dados de *overbreak*, indicando que valores mais baixos são os mais frequentes. Ademais, são discutidas as possíveis causas do *overbreak* a partir da concepção teórica e das informações quantitativas obtidas.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das redes de transporte, energia, comunicação e saneamento como resultado dos fluxos da sociedade global e do adensamento dos centros urbanos tem criado uma crescente necessidade de ocupação do espaço subterrâneo. Nesse contexto, os túneis – obras lineares que permitem a passagem direta através de diferentes obstáculos [1] – têm se estabelecido como soluções inteligentes em termos de segurança e sustentabilidade, figurando como elementos de mobilidade dentro e fora das áreas urbanas, com destaque para túneis rodoviários e metrô.

A construção desses tipos de túneis é realizada por dois principais métodos: o método mecanizado com tuneladoras e o *New Austrian Tunnelling Method* (NATM), também denominado de método manual, convencional ou sequencial. No NATM, o maciço circundante à abertura da escavação é utilizado como principal material estruturante a partir da estabilização pelo alívio das tensões internas [2], as quais são monitoradas e controladas caso necessário por meio da instalação de suportes. Portanto, no sentido técnico e financeiro é desejável que o maciço remanescente não sofra perturbações excessivas.

Segundo Jimeno [3], o NATM pode ser executado com escavadeiras, escarificadoras, rompedores hidráulicos etc., as quais são denominadas máquinas de escavação pontual, ou com explosivos, sendo então denominada de escavação a fogo (*Drill and Blast*). *International Tunnelling and Underground Space Association* [4], afirma que se as condições do maciço forem muito heterogêneas, ambos os métodos podem ser usados em um mesmo projeto.

Segundo Barton [5], túneis escavados com explosivos em maciços classificados como bons ou muito bons pelo sistema de classificação Q apresentam maior taxa de avanço quando comparados aos túneis escavados com tuneladoras. Entretanto, o desmonte de rocha com explosivos tem por consequência a deterioração do maciço remanescente devido às ondas de choque geradas na detonação dos explosivos. De acordo com Mohammad *et al.* [6], mais de 85% da energia liberada nas detonações não é utilizada na fragmentação e arranque da rocha para fora do maciço, propagando-se por muitos metros além do perímetro do túnel, ocasionando novas fraturas ou a expansão de fraturas existentes. Uma das principais zonas de danos ocasionadas por essa deterioração é a Zona de *Overbreak* (Figura 1), que é a mais alterada e com maiores tendências à instabilidade.

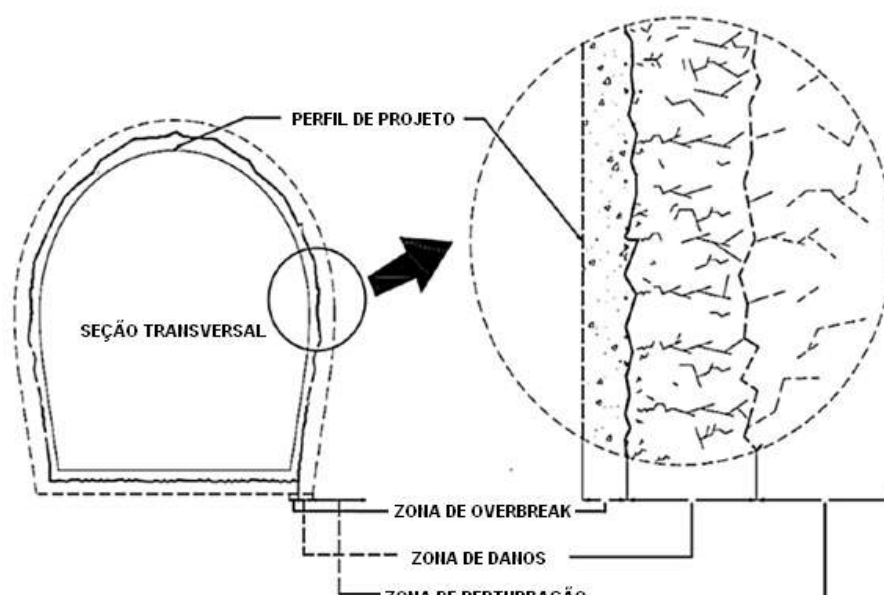


Figura 1 - Zonas de danos geradas pelas detonações no maciço [7]

Por definição, o *overbreak* corresponde ao volume de rocha escavado em excesso em relação ao perfil de projeto [8], sendo essa a consequência mais negativa em termos de qualidade de escavação devido às cavidades geradas no perímetro do túnel.

Ademais, o *overbreak* pode impactar na segurança da escavação, dado os riscos de instabilidade associados à deterioração do maciço, e gerar custos, caso seja necessário o preenchimento parcial ou total das cavidades com concreto projetado. Esses fatores, somados ao serviço de remoção do material extra escavado, contribuem para atrasos no avanço da escavação e oneração da obra.

Considerando essas implicações e tendo em vista que atualmente o NATM é o método construtivo de túneis mais empregado no Brasil [9], é oportuna a realização de estudos que investiguem o modo de ocorrência do *overbreak* e as estratégias que podem ser usadas para minimizar seus impactos na escavação.

2 OBJETO DE ESTUDO

O estudo de caso desse artigo compreende um dos quatro túneis rodoviários inseridos na obra Nova Tamoios, faixa de duplicação da Rodovia dos Tamoios (SP-99), mais precisamente no trecho da Serra do Mar entre os municípios de Caraguatatuba e São Sebastião (Figura 2).

O túnel em questão é composto por um túnel principal, o qual foi escolhido para o estudo de *overbreak*, sendo denominado pelos autores como Túnel Principal 5 (TP5), além de um túnel de serviço paralelo e dezessete túneis transversais de ligação, os quais não foram considerados nas análises. O escopo do estudo engloba a caracterização do *overbreak* e os métodos de medição e controle adotados na escavação do TP5.



Figura 2 - Trechos da Nova Rodovia dos Tamoios (SP-99) [10]

O TP5 é o segundo maior túnel da obra, com 3.696 metros de extensão completamente escavados pelo método NATM com explosivos. Entretanto, ainda não se encontra em operação uma vez que depende da conclusão do restante da duplicação, iniciada em 2015 e com atual previsão de entrega para 2021.

No método NATM são definidos conjuntos de soluções técnicas que devem garantir a estabilidade da estrutura, como suportes, tratamentos e/ou parcialização da escavação, que são escolhidas em função da classificação geomecânica do maciço. Esse conjunto de soluções é denominado de seção tipo e é utilizado como referência em todas as seções transversais com mesma classificação. A classificação NATM é a mais básica, sendo utilizada em conjunto com outras classificações mais completas, como a classificação pelo sistema RMR (*Rock Mass Rating*) de Bienawski [11] ou classificação pelo sistema Q de Barton *et al.* [5].

Nesse sentido, no TP5 foram definidas oito principais seções tipo, sendo duas específicas para solo, quatro para rocha e duas mistas (solo e rocha) com base nas classificações RMR obtidas nos mapeamentos em campo.

3 CICLO DE ESCAVAÇÃO

O procedimento técnico da construção de um túnel pelo método NATM com explosivos consiste na execução de um ciclo de etapas, repetidas progressivamente a cada novo avanço da frente de escavação. No túnel em estudo, o ciclo de escavação foi composto por nove etapas, como ilustra a Figura 3. As etapas destacadas em vermelho são aquelas que mais podem influenciar na formação do *overbreak*, sendo abordadas a seguir.

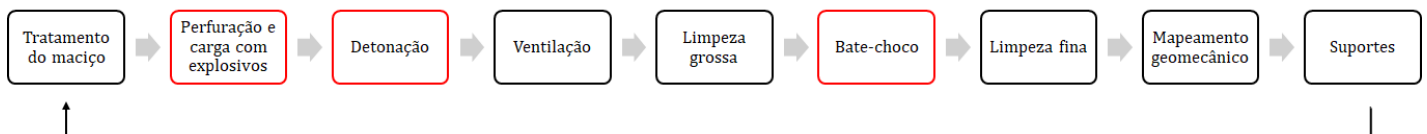


Figura 3 - Ciclo de escavação do TP5

A etapa de perfuração foi realizada com equipamentos denominados Jumbos, compostos por duas ou três perfuratrizes montadas em “braços” eletro-hidráulicos. Cada um desses equipamentos foi integrado a um sistema computadorizado denominado TCAD, que possibilitou a automação e monitoramento do processo, exibindo em tempo real a posição e funcionamento das perfuratrizes sobre o desenho do plano de fogo. Na sequência do ciclo de escavação os furos foram carregados com explosivos e detonados conforme a sequência dos temporizadores.

A etapa de bate-choco, por sua vez, foi realizada com rompedor hidráulico ou de maneira manual com alavancas metálicas, manuseadas pelos colaboradores a partir de plataformas elevatórias. Essa operação tinha por objetivo romper as placas de rocha instáveis, eliminando as porções de rocha sobressalentes.

4 CONTROLE E MEDIÇÃO DE *OVERBREAK*

Com o intuito de melhorar a qualidade e segurança das escavações subterrâneas com explosivos são usadas técnicas especiais de detonação que reduzem os danos do maciço e por consequência o *overbreak* associado. Essas técnicas podem ser denominadas de técnicas de detonação controlada, desmonte escultural ou ainda técnicas de detonação de contorno, uma vez que são voltadas para a detonação dos furos do contorno das seções.

De acordo com Nieble [12] e *Federal Highway Administration* [11], a detonação controlada pode ser realizada de três formas: perfuração alinhada (*line drilling*), pré-fissuramento ou pré-corte (*presplit*) e pós-fissuramento (*smothblasting*). Essa última, aplicada nas detonações do TP5, é caracterizada pela detonação dos furos de contorno após a detonação do pilão e dos furos de alargamento; além disso, os furos do contorno são pouco espaçados entre si, apresentando pequenos diâmetros e baixas cargas explosivas [13].

No túnel em estudo, os planos de fogo foram caracterizados por uma sequência de ignição com *delays* que permitiram a detonação da seção a partir do pilão (centro da detonação) até o contorno (perímetro da escavação). Nessa área, os furos eram espaçados de 0,60 a 0,70 m e receberam carga até dez vezes menor que os demais furos da seção, de acordo com o comprimento da perfuração (Tabela 1).

Tabela 1 – Carga de explosivos em função do comprimento dos furos nas seções do TP5

Comprimento dos furos	Explosivos (kg/furo)		
	Pilão+Sapateira	Auxiliares	Contorno
5,00	10	9	1,112
4,50	9	8	1,112
4,00	8	7	1,112
3,50	7	6	0,834
3,00	6	5	0,834
2,50	5	4	0,556

Ademais, para seções que apresentaram maior grau de fraturamento conforme a classificação RMR, o comprimento das perfurações e o volume de explosivos foram reduzidos com o objetivo de amenizar as deteriorações no maciço.

O *overbreak* gerado nas escavações foi medido a partir de um levantamento das seções transversais do túnel em intervalos pré-definidos, utilizando para isso uma estação total robótica do tipo Leica TS12 de alta precisão, equipada com laser rotativo capaz de escanear o túnel por varredura. As informações coletadas foram transferidas para um *software* denominado *3DREshaper* (Leica System), que sobrepõe as seções levantadas às seções correspondentes do projeto (Figura 4), possibilitando a comparação entre os perfis reais e teóricos, fornecendo a quantidade de *overbreak* em m² para as seções analisadas.

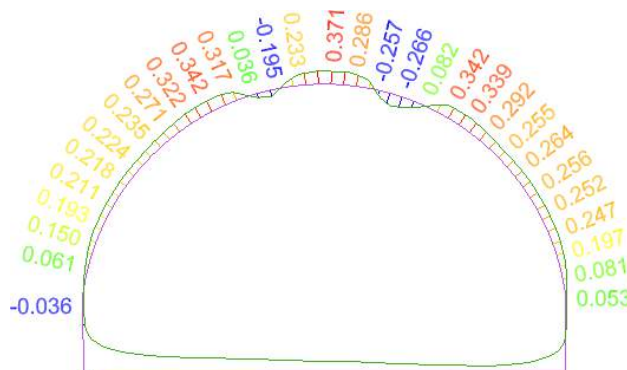


Figura 4 – Sobreposição de seção teórica e seção teórica e real [14]

Em termos de quantificação, cabe mencionar que o *overbreak* pode ser calculado em m² a partir da distância entre as poligonais semicirculares correspondentes ao perímetro de projeto e o perímetro escavado, ou ainda em m³ por meio da multiplicação da área de *overbreak* por uma determinada extensão longitudinal de interesse, que pode ser o avanço da escavação, o espaçamento entre estacas etc.

Além do controle de qualidade, a medição do *overbreak* é relevante em termos contratuais, em razão das causas que podem estar envolvidas nesse fenômeno. De acordo com ITA [4], o *overbreak* pode ser técnico, quando está associado ao método construtivo e às imperícias de execução, ou geológico, quando é resultante das condições geomecânicas naturais do maciço.

No primeiro caso, normalmente são incluídos limites de tolerância no projeto a fim de incluir os efeitos de conicidade da perfuração inerentes ao método NATM. Todavia, no segundo caso, conforme aponta ITA [4] e FIDIC [15], dado o teor de imprevisibilidade existente é preciso haver uma alocação equilibrada dos riscos entre as partes interessadas, evitando prejuízos unilaterais se as condições do maciço forem favoráveis à ruptura.

5 ANÁLISES DO *OVERBREAK*

Após coleta e tratamento dos dados de *overbreak*, foram desenvolvidas análises estatísticas em duas etapas: análise exploratória de dados, onde foram identificadas tendências de ocorrência desse fenômeno e seus principais atributos; e a análise de correlação de Pearson, onde foi investigada a correlação entre os dados de *overbreak* e os dados de RMR, definido como parâmetro geomecânico. As análises foram realizadas por meio de planilhas eletrônicas e pelo *software* Rstudio.

Segundo Field [16], a análise exploratória de dados pode ser realizada por meio de estatísticas descritivas, como as medidas de tendência central e as medidas de variabilidade. Dos resultados obtidos para o TP5, de onde obteve-se 1.463 dados de *overbreak*, foi observada uma dispersão de dados (desvio padrão) não muito alta em comparação à média (Tabela 2), o que indica que a média é uma boa representação para esse conjunto de dados.

Tabela 2 - Medidas de tendência central e de variabilidade do TP5

<i>Medidas de tendência central</i>	<i>m²</i>
<i>Média</i>	9,78
<i>Mediana</i>	9,50
<i>Moda</i>	8,05
<i>Medidas de variabilidade</i>	<i>m²</i>
<i>Amplitude</i>	33,25
<i>Variância</i>	10,80
<i>Desvio padrão</i>	3,29

Field [16] também aponta que o comportamento de um evento pode ser analisado por meio de um histograma: um gráfico de barras que revela a distribuição de frequência de um conjunto de dados, indicando quantas vezes certos valores se repetem. A partir das distribuições de frequência é possível ainda obter a distribuição de probabilidades, ou seja, as probabilidades de ocorrência associadas a cada faixa de valores da variável.

Uma das mais importantes distribuições na estatística é a Distribuição de Gauss, também denominada de Distribuição Normal, que apresenta simetria em torno da média (ponto que coincide com a moda e a mediana), e curva em forma de sino. As curvas assimétricas, isto é, não-gaussianas, podem ser ditas negativas, quando a frequência dos dados está concentrada do lado direito da escala, ou positivas, quando está concentrada do lado esquerdo, como é o caso do histograma do TP5 exibido na Figura 5. Em outras palavras, essa configuração indica que os valores mais baixos de *overbreak* são os mais frequentes no túnel, com pico no intervalo entre 8 e 10 m² (barra maior).

Também é possível observar que ocorrências acima de 20 m² são pouco frequentes, dispersas e afastadas da média, caracterizando os chamados *outliers*, que em estatística correspondem a valores atípicos que podem significar erros de coleta ou processamento, ou representar casos particulares que merecem estudos pontuais.

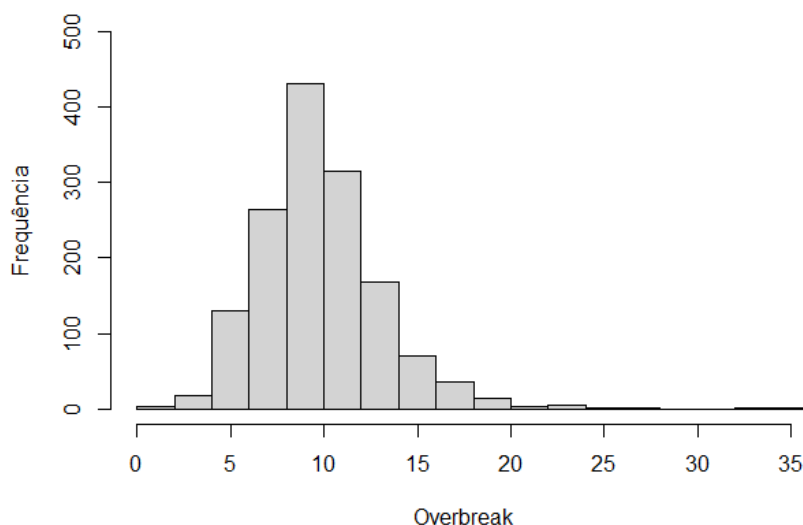


Figura 5 - Histograma gerado a partir dos 1.463 dados de *overbreak* (m²) gerado no TP5

A segunda etapa das análises parte da premissa de que o *overbreak* pode ser causado por parâmetros técnicos e geológicos (Tabela 3), e que o grau de relação entre o *overbreak* (variável dependente) e cada um desses parâmetros (variável independente) pode ser determinado por meio da análise de correlação bivariada, utilizando para tanto o teste de correlação de Pearson.

Tabela 3 - Parâmetros técnicos e geológicos que influenciam no *overbreak* em túneis

<i>Parâmetros técnicos</i>	<i>Parâmetros geomecânicos</i>
<i>Diâmetro e comprimento das perfurações</i>	<i>Resistência da rocha intacta</i>
<i>Desvio das perfurações</i>	<i>RQD (Rock Quality Designation)</i>
<i>Razão de carga (kg/m³)</i>	<i>Influência da água</i>
<i>Tipos de explosivos</i>	<i>Espaçamento das descontinuidades</i>
<i>Espaçamentos dos explosivos no perímetro do contorno</i>	<i>Condições das descontinuidades</i>
<i>Carga dos explosivos no perímetro do contorno</i>	<i>Orientação das descontinuidades</i>
<i>Tempo de espera</i>	<i>Tensões atuantes no maciço</i>

No estudo de caso desse artigo foi escolhido como variável independente o parâmetro RMR, considerado um parâmetro geomecânico, utilizado para caracterizar um maciço e prever seu comportamento frente às condicionantes provenientes da escavação.

Uma vez que o conjunto de dados de RMR disponibilizado era menor que o conjunto de dados de *overbreak* e que os intervalos de medição desses parâmetros ao longo do túnel não foram iguais, optou-se por associar os dados de RMR provenientes dos mapeamentos aos dados de *overbreak*, considerando a estaca anterior mais próxima. Por exemplo, a estaca 10785+19,80 do RMR foi associada à estaca 10786 do *overbreak*.

Foram inseridas no *software* RStudio uma amostra de dados de *overbreak* e uma de dados de RMR, ambas com 176 dados cada, aderentes à curva de distribuição normal. O coeficiente de Correlação de Pearson, representado pela letra “r”, é adimensional e assume valores entre -1 e 1: quanto maior o valor absoluto do coeficiente maior é a relação entre as variáveis, as quais podem variar na mesma

direção (sinal positivo) ou em direções opostas (sinal negativo). Os resultados obtidos são exibidos abaixo:

Pearson's product-moment correlation

data: dados\$'RMR padronizado' and dados\$'Overbreak padronizado'

t = -2.4254, df = 174, p-value = 0.01631

alternative hypothesis: true correlation is not equal to 0

95 percent confidence interval:

-0.32019263 -0.03382222

sample estimates:

cor

-0.1808376

O coeficiente de correlação (r) resultante foi de aproximadamente -0.18, um valor estatisticamente significativo, pois o p -value aponta que a correlação obtida é diferente de zero. Todavia, o valor está mais próximo de 0 do que de -1, indicando uma baixa associação linear entre as variáveis [17], ou seja, uma variação no RMR não gera a mesma variação no *overbreak*.

O sinal negativo de " r " indica que o *overbreak* no TP5 está inversamente relacionado com o RMR: em maciços com classificação RMR maior, o *overbreak* resultante das detonações é menor; ou, a magnitude do *overbreak* é maior para seções em que o maciço apresenta valores menores de RMR.

Apesar de o RMR ser um índice determinante para avaliação da qualidade do maciço e da estabilidade da escavação, à vista dos resultados supracitados é possível afirmar que esse índice não é um parâmetro mensurável do *overbreak*, uma vez que a linearidade de causa e efeito entre essas variáveis é baixa.

Considerando que o RMR é resultante da soma de seis parâmetros geológicos-geotécnicos e que a combinação desses fatores pode ser diversa, talvez uma abordagem mais assertiva seja aquela que analise um menor conjunto desses parâmetros, ou cada parâmetro individualmente, de modo que seja possível mensurar qual ou quais deles tem maior correlação com o *overbreak*.

Nesse sentido, pode-se considerar apenas os parâmetros geológicos, como resistência da rocha intacta, RQD, espaçamentos e condições das descontinuidades. Na prática da engenharia de túneis esse conjunto de parâmetros é denominado de RMR "linha", pois desconsidera os parâmetros que estão vinculados às características da obra em questão, que são: condições hidrogeológicas e orientação das descontinuidades em relação ao eixo do túnel.

Todavia, as condições hidrogeológicas não podem ser ignoradas caso a pressão da água no maciço seja significativa, enquanto a orientação das descontinuidades precisa ser considerada quando sua direção de mergulho for aproximadamente paralela ao eixo longitudinal do túnel, pois, segundo afirma Bieniawski [11], o *overbreak* tende a ser maior nesse caso e menor quando a direção de construção do túnel é aproximadamente perpendicular à orientação das descontinuidades [18].

Ainda sob o aspecto construtivo, apesar do uso de sistemas computadorizados como o TCAD, que possibilita uma maior precisão das perfurações, essa operação está sujeita a imperícias do operador. Portanto, outro parâmetro que pode ser relacionado ao *overbreak* é aquele que considera os desvios não esperados das perfurações, uma vez que o próprio TCAD emite relatórios com essas informações.

Os parâmetros técnicos associados ao plano de fogo também influenciam na formação do *overbreak*, como o tipo e distribuição de explosivos utilizados no contorno da seção, bem como a sequência de detonação utilizada. No caso do TP5, esses parâmetros não foram considerados nas análises estatísticas porque apresentaram pouca variabilidade, uma vez que os planos de fogo empregados eram similares.

Para além de parâmetros técnicos e geológicos, buscou-se investigar a magnitude do *overbreak* em relação à geometria das seções transversais. Com isso, verificou-se que as seções de maior área apresentaram um maior percentual médio de *overbreak*, como pode ser observado na Tabela 4.

Tabela 4 - Medidas estatísticas do *overbreak* em relação às áreas teóricas das seções transversais

Área (m ²)	Overbreak (m ²)			
	Máximo	Mínimo	Mediana	Média
118,95	13,90	3,43	8,89	8,37
121,08	34,92	3,64	9,38	9,76
123,23	22,94	3,25	10,26	10,61

Pressupõe-se que esse resultado seja justificado devido às tensões induzidas pela escavação, pois a abertura de um túnel altera o estado de tensões inicial do maciço, provocando diversos mecanismos geomecânicos, entre eles a convergência da seção transversal. Essa convergência pode levar à movimentação e queda de blocos, gerando cavidades características de *overbreak*. Nesse sentido, quanto maior a abertura do túnel maior é a alteração nas tensões pré-existentes e, portanto, maior pode ser a sobreescavação.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho executou-se análises do *overbreak* gerado no túnel rodoviário inserido na obra de duplicação da Rodovia dos Tamoios (SP-99). Foram analisados aspectos de medição e controle, bem como realizadas análises estatísticas para caracterizar o *overbreak* e investigar sua relação com o parâmetro geomecânico RMR.

No que se refere à correlação do *overbreak* com o RMR, conclui-se que há um caminho longo a ser percorrido para a obtenção de resultados completos, que considerem todos os vieses da análise. De modo geral, com base no levantamento bibliográfico e nos resultados da pesquisa pode-se afirmar que o *overbreak* é um fenômeno resultante de interações complexas entre parâmetros tanto técnicos, quanto geológicos e geométricos.

Para trabalhos futuros, é sugerida a construção de uma base de dados mais sólida, possibilitando assim o aprofundamento das análises de correlação entre *overbreak* e outros parâmetros geológicos, bem como a investigação da correlação do fenômeno com os parâmetros construtivos. Ademais, como extensão desse estudo é sugerido também o desenvolvimento de modelos preditivos.

A previsão do modo de ocorrência do *overbreak* tende a ser uma medida eficiente para a minimização dos seus impactos, pois pode ser utilizada como um recurso estratégico na tomada de decisão em relação ao plano de fogo. Os modelos de previsão podem ser elaborados a partir de métodos experimentais, simulações numéricas ou ainda técnicas de Inteligência Artificial (IA).

7 AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Construtora Queiroz Galvão e à equipe da obra Nova Tamoios pelos dados e informações cedidas para esse estudo, e também agradecer às valiosas contribuições do professor André Assis, que puderam tornar o trabalho mais assertivo.

REFERÊNCIAS

- [1] MARTINHO, José Fernando. **O uso de explosivos na escavação de túneis: implementação do dimensionamento de diagramas de fogo em folhas de cálculo**. Dissertação de mestrado – Universidade do Porto, Portugal, 2012.
- [2] CAMPANHÃ, C. A.; BOSCOV, P. **Manual NATM**. Manual Técnico Figueiredo Ferraz/CBPO. 1994. 111 p.
- [3] JIMENO, Lopez. **Manual de túneles y obras subterráneas**. Madrid, 1997. 1.078 p. [.pdf].
- [4] INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA). **General Report on Conventional Tunnelling Method**. ITA Working Group Conventional Tunnelling. ITA Report n° 002. Avignon: ITA, April, 2009. 27 p. [.pdf].
- [5] BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. **Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support**. Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 106. 1999.
- [6] MOHAMMAD, M.; HOSSAINI, M. F.; MIRZAPOUR, B.; HAJIANTILAKI, N. **Use of fuzzy set theory for minimizing overbreak in underground blasting operations - A case study of Alborz Tunnel, Iran**. International Journal of Mining Science and Technology, 25(3), 439–445. 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2015.03.01>
- [7] VERMA, H. K.; SAMADHIYA, N. K.; SINGH, M.; GOEL, R. K.; SINGH, P. K. **Blast induced rock mass damage around tunnels**. Tunnelling and Underground Space Technology, 71, 149–158. 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.08.019>
- [8] FODERÀ, G.M. VOZA, A.; BAROVERO, G.; TINTI, F.; BOLDINI, D.; **Factors influencing overbreak volumes in drill-and-blast tunnel excavation**. A statistical analysis applied to the case study of the Brenner Base Tunnel – BBT. Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 105. Nov., 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103475>
- [9] MURAKAMI, Cláudio A. **Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis**. Dissertação de mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP, 2001.
- [10] A Rodovia. Concessionária Tamoios, 2020. Disponível em: <https://www.concessionariatamoios.com.br/a-rodovia/a-rodovia>
- [11] BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering rock mass classifications**. John Wiley & Sons, New York. 1989. 251 p.
- [12] NIEBLE, Carlos M. **Desmontes cuidadosos com explosivos: aspectos de engenharia e ambientais**. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2017.
- [13] FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). U.S. Department of Transportation. **Rock Blasting and Overbreak Control**. Virginia: FHWA, Dec. 1991. 430 p. [.pdf].
- [14] Civil Engineering. 3dreshaper, 2020. Disponível em: <https://www.3dreshaper.com/en/software-en/applications-software-en/tunnels-civil-engineering>
- [15] CHAPMAN, D., METJE, N., STARK, A. **Introduction to Tunnel Construction**. Spon Press. 2010. International Federation of Consulting Engineers (FIDIC). **Conditions of Contracts for Underground Work (Emerald Book)**. 2019. 272 p.
- [16] FIELD, A. **Descobrimos a estatística usando o SPSS**. São Paulo: Artmed, 2009.
- [17] FIGUEIREDO FILHO, Dalson Britto; SILVA JÚNIOR, José Alexandre da. **Desvendando os mistérios do coeficiente de correlação de Pearson (r)**. Revista Política Hoje, Recife, v. 18, n. 1, p. 115-146, 2009. Disponível em: <https://periodicos.ufpe.br/revistas/politica hoje/article/viewFile/3852/3156>
- [18] JANG, H.; TOPAL, E. **Optimizing over break prediction based on geological parameters comparing multiple regression analysis and artificial neural network**. International Journal of Mining and Technology. 2013.

APLICAÇÃO DO MÉTODO NATM DA EXECUÇÃO DOS TÚNEIS DO RAMAL DO AGRESTE

L. C. Carbonari

Grupo Ser Educacional – Universidade Maurício de Nassau, Campina Grande, PB

Resumo: Ao iniciar o Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF), ficou evidenciado que para maior abrangência do empreendimento deveria considerar as execuções de ramais para melhor distribuição de recursos hídricos. Assim, sob essa perspectiva, nasceu o Ramal do Agreste. Para a execução do projeto, foram construídos seis túneis, são eles: Cacimba da Mata, Cachoeira, Bom Nome, Tigre, Ipojuca I e Ipojuca II. A abertura desses túneis parte da utilização do método NATM – *New Austrian Tunnelling Method*, e consiste na instalação de estruturas feitas com concreto projetado, e, caso seja necessário podem ser complementadas com tirantes e cambotas. O NATM é uma maneira segura e muito eficiente de construir túneis. Com isso foi abordado as questões voltadas a essa metodologia afim de identificar e descrever os procedimentos desenvolvidos na construção dos túneis do Ramal Agreste no Eixo Leste, desenvolvidos pelo Grupo Agis no PISF. Para compreender os procedimentos adotados na execução dos túneis do projeto, definiu-se os túneis do ramal do agreste, classificou-se a geomecânica e a compartimentação teórica. Posteriormente, verificou-se as seções típicas e seus tratamentos e como foi realizado o planejamento e a organização das equipes de serviços, e finalmente, o acompanhamento e descrição das sequências executivas dos túneis do ramal agreste pelo método NATM. Entretanto, há poucos trabalhos da área da engenharia civil que utilizam essa metodologia de trabalho aplicada na construção de túneis para transposições de rios.

1 INTRODUÇÃO

A Transposição do Rio São Francisco é um projeto que visa a transferência de parte das águas do Rio São Francisco para bacias do Nordeste Setentrional brasileiro, tem como finalidade retirar água de uma bacia hidrográfica, composta por um conjunto de rios, e levá-la para outra, por meio de bombeamento artificial e canais (adutoras podem ser utilizadas em se tratando de pequenas vazões). O projeto é dividido nos eixos Norte e Leste e quando estiver totalmente concluído deve levar água para habitantes de 390 cidades de quatro estados: Pernambuco, Ceará, Paraíba e Rio Grande do Norte.

Entre os métodos construtivos aplicados no projeto estão presentes os túneis. Esse tipo de método é um dos mais antigos tipos de construção que o homem já exerceu de obras subterrânea. Os romanos tiveram intensas atividades com a abertura de túneis para transporte de água e chegaram a inventar determinadas técnicas para facilitar as escavações. (VALLEJOS, 2011)

Devido a uma maior observação dada, nos dias de hoje, para questões ambientais e a segurança de trabalho, além de aspectos econômicos e técnicos, a filosofia de construir túneis teve que ser adaptada mudando de puramente empírico para adoção de mais perfis analíticos, melhorando a qualidade final como também o seu desempenho, além de reduzir o seu impacto ambiental.

Portanto, o presente artigo aborda as etapas das construções dos túneis do Ramal Agreste no Eixo Leste, desenvolvidos pelo Grupo Agis, com base no acompanhamento diário de serviços executados na transposição do Rio São Francisco com foco na aplicação do método NATM na execução do projeto. Para compreender os procedimentos adotados na execução dos túneis do projeto, classificou-se a geomecânica e a compartimentação teórica. Posteriormente, verificou-se as seções típicas e seus tratamentos e como foi realizado o planejamento e a organização das equipes de serviços, e finalmente, o acompanhamento e descrição das sequências executivas dos túneis do ramal agreste pelo método NATM.

Sendo assim, faz importante entender a motivação que leva um projeto como a transposição do Rio São Francisco utilizar um sistema adequado de perfuração de túneis, alinhado a um máximo controle dos serviços desenvolvidos. Perante isso, esse trabalho apresenta não só uma contribuição científica, mas

também uma social, visto que a obra que serve de referência para o estudo tem um grande impacto social na vida de milhares de pessoas, sejam as que atuaram diretamente no projeto, como as que serão e estão sendo beneficiadas por ele.

2 TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

São diversas as técnicas existentes para a escavação de túneis bem como as suas variantes, que se referem à especialização de uma determinada técnica de acordo com o tipo de maciço a escavar. A evolução destas técnicas advém de um conhecimento prático obtido ao longo dos anos e que com a necessidade de abrir túneis mais longos, em maciços geologicamente mais complexos, com maior segurança e economicamente mais viáveis, foi moldando e por conseguinte fazendo progredir estas técnicas. A melhor compreensão do comportamento dos maciços, que se vem obtendo através de estudos possíveis de efetuar recorrendo à tecnologia moderna, alavancou estas técnicas até ao ponto em que hoje as conhecemos. No presente capítulo pretende-se, então, apresentar e explanar a técnica NATM, apresentadas as operações usadas na execução de túneis no ramal agreste.

2.1 NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD (NATM)

O método de escavação sequencial, também conhecido como NATM (*New Austrian Tunneling Method*), "Novo Método Austríaco de Construção de Túneis", é um conceito baseado no conhecimento do comportamento do maciço aquando da criação de uma abertura no mesmo. O intuito desta técnica é tirar partido da capacidade de auto suporte do maciço por forma a maximizar os recursos, isto é, diminuir a quantidade de suporte imediato levando assim a uma maior economia. Para isto, é de extrema importância que aquando da escavação o maciço seja o menos perturbado possível, para que assim este mantenha as suas características o mais aproximadas possível às suas características iniciais. Após cada seção escavada é necessário fornecer suporte imediato, sendo que este deve ser o mais leve e flexível possível de modo a tirar partido do efeito de arco do maciço. Após abertura da totalidade do túnel é então colocado o suporte final por forma a satisfazer a finalidade do túnel. Para satisfazer estas condições é deveras relevante instrumentar e observar o maciço ao longo da obra por forma a avaliar tanto o comportamento do maciço como do suporte instalado.

O NATM trouxe novas visões e parâmetros geotécnicos quanto à estabilidade dos túneis. Segundo Campanhã *et al.*, 1998, seu princípio básico é fazer com que o terreno, em vez de atuar somente como carga sobre o revestimento do túnel, ele próprio atue como um elemento colaborante da resistência da estrutura. Em outras palavras, conforme Empresas CBPO/Figueiredo Ferraz, 1994, o método caracteriza-se por obter a estabilização da cavidade por meio de um "alívio de pressão controlado" e, dentro desse princípio, o maciço circundante passa "de um elemento de carga a um elemento importante".

Como descreve Vallejos, 2011, o NATM é uma metodologia de observação, monitoramento, acompanhamento e providências a serem tomadas na escavação subterrânea durante a construção, não sendo, portanto, um conjunto de técnicas específicas da escavação e da sustentação.

Segundo Ribeiro (2000), a maior vantagem do NATM é a liberdade que se tem ao poder projetar diferentes formas e tamanhos de seções de escavação e ao poder aplicar variadas sequências construtivas. Isso possibilita com que o projetista seja capaz de adaptar o método para diferentes tipos de situações e solos, sem que ele fique restrito à disponibilidade de equipamentos, geometria do túnel ou até mesmo existência de dispositivos e materiais de revestimento.

2.2 CONCEITOS DOS NATM

2.2.1 Mobilização das tensões de resistência do maciço

O método austríaco (NATM) tem como princípio se aproveitar da capacidade de suporte do próprio solo. As escavações são realizadas de forma convencional e um elemento de suporte é aplicado nas paredes (usualmente concreto projetado). Após a escavação, a estrutura definitiva pode ser colocada,

até então a estabilidade do túnel é garantida principalmente pela capacidade de sustentação do próprio solo (ROCHA, 2014).

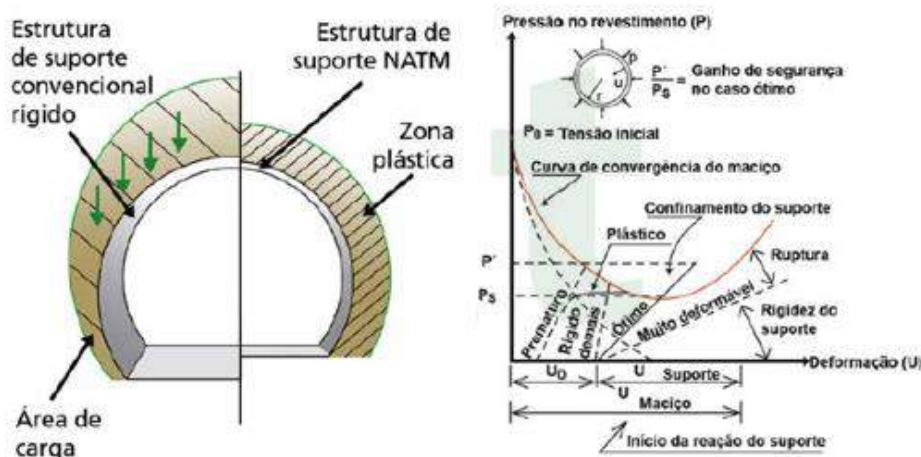


Figura 1 - Carga sobre o revestimento/Análise de variação atuantes sobre o revestimento. Fonte: <https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/escavacao-de-tuneis>

2.2.2 Manutenção da qualidade do maciço pela limitação do avanço e aplicação imediata do revestimento

O emprego imediato de concreto após cada etapa de escavação do maciço, diminui a incidência do sobrepeso do solo na estrutura, além de evitar o aparecimento de vazios entre a estrutura de concreto e o maciço escavado. Avanço e parcialização da seção de escavação, fechamento provisório e utilização do suporte adequado no momento certo.

Com uma importante parcialização da camada do solo, há uma redistribuição das pressões exercidas no maciço ocasionando uma maior qualidade nas condições de interação entre o maciço e a estrutura. Nesse método de construção deve-se evitar geometrias com cantos vivos, eliminando locais com concentração de tensões, que podem levar à ruptura. Na Figura 2, estão elencadas algumas formas de parcialização do solo.

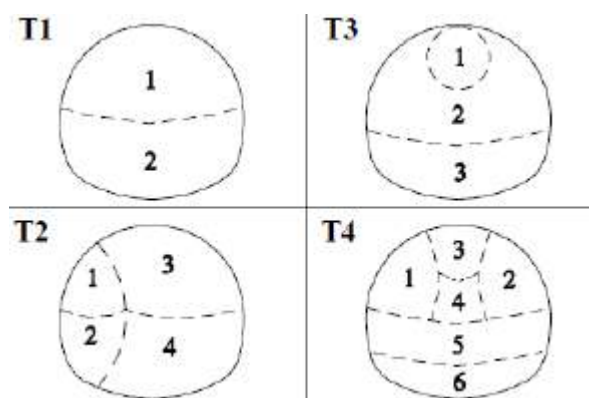


Figura 2 - Exemplos de parcialização da seção de escavação. Fonte: www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/escavacao-de-tuneis

2.2.3 Tratamento preliminares a escavação

O uso de cambotas feitas com perfil metálico ou treliçadas, ancoragem no maciço do tipo tirante ou chumbador e enfilagem são utilizadas para dar uma maior estabilidade ao maciço escavado. A utilização desses processos faz com que ocorra a redução de deformações no maciço mantendo as

pressões em níveis compatíveis. Para estabilizar previamente trechos a serem escavados, ou os emboques, são utilizadas enfilagens, cravadas ou injetadas (Figura 3).

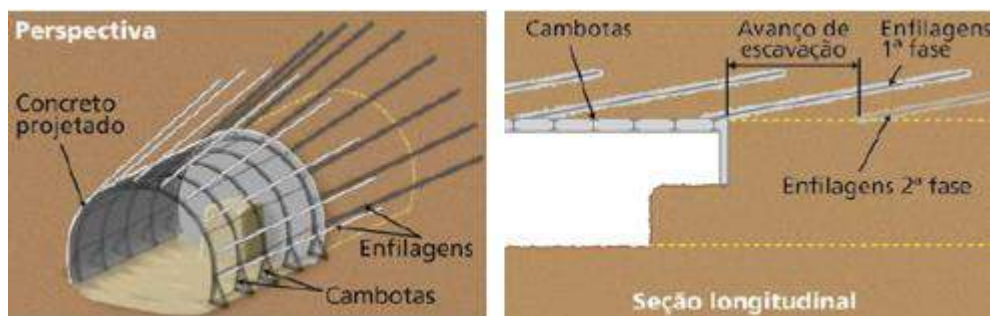


Figura 3 - Enfilagem e Cambota. Fonte: Solotrat Engenharia Geotécnica, 2016

A drenagem é de suma importância no desenvolvimento do túnel, pois ocorrerá uma diminuição sobre a superfície do maciço, além de baixar o lençol freático gerando uma maior segurança na escavação.

2.2.4 Caracterização geológico-geotécnica do maciço, instrumentação e dados coletados

A caracterização do maciço é feita com os ensaios laboratoriais, em que é possível determinar os parâmetros do solo, bem como as tensões admissíveis do maciço escavado. Segundo Murakami (2011), ao se utilizar a instrumentação, na escavação do túnel, há um maior controle para o melhoramento no desempenho do método construtivo, evitando danos irreparáveis nas edificações e utilidades provocados por distorções e recalques.

O acompanhamento da execução por meio de leituras de instrumentação irá gerar relatórios em que será possível a verificação dos recalques que ocorrem tanto externa quanto internamente ao túnel. A Figura 4 evidencia o processo de instrumentação tanto interno como externo.

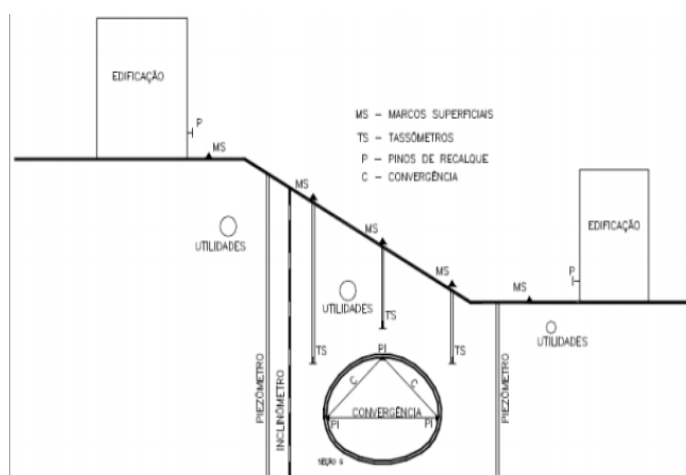


Figura 4 – Instrumentação. Fonte: Murakami, 2001

4 EXECUÇÃO DOS TÚNEIS DO RAMAL DO AGRESTE

O Ramal do Agreste faz parte do PISF – Projeto de integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional e está localizado na região norte do Estado de Pernambuco, abrange os terrenos dos municípios de Sertânia e Arcoverde, nas sub-bacias hidrográficas dos rios Moxotó e Ipojuca. Ao acompanhar o processo executório realizado pelo Consórcio FG – Ramal do Agreste, pôde-se observar e entender as principais estruturas e equipamentos utilizados no projeto,

bem como a proporção das equipes destinadas a desempenhar as atividades pertencentes a sua execução.

O projeto é formado por dois eixos de adução: Norte e Leste. No primeiro há a captação d'água diretamente no rio São Francisco, localizado próximo à cidade de Cabrobó – PE, nesse eixo há um conjunto de adutores – canais, túneis e aquedutos – reservatórios, barragens, estações e usinas hidrelétricas, que tem a finalidade de conduzir a água no sentido norte até as bacias dos rios Jaguaribe-CE, Apodi-RN e Piranhas/Açu-PB/RN, com derivação para a região do Brígida/Terra Nova-PE.

O eixo leste, possui captação d'água no lago da barragem de Itaparica, e também possui um conjunto de adutores – canais, túneis e aquedutos- reservatórios, barragens e estações elevatórias que tem a finalidade de conduzir a água no sentido nordeste-leste, até a bacia do rio Paraíba-PB, a derivação ocorre no sentido da região do Agreste Pernambucano através do Ramal do Agreste que tem cerca de 70,8 km de extensão e tem por objetivo integrar o Eixo Leste do PISF com a adutora do Agreste. Para a execução do projeto, foram construídos seis túneis, o túnel Cacimba da Mata, Cachoeira, Bom Nome, Tigre, Ipojuca I e Ipojuca II.

Tabela 1 - Túneis Ramal do Agreste

ESTRUTURA	ESTACA		COMP (m)
	INICIAL	FINAL	
TÚNEL CACIMBA DA MATA	2+731,00	3+507,00	776,00
TÚNEL CACHOEIRA	4+097,00	5+301,00	1.204,00
TÚNEL BOM NOME	16+314,00	17+501,00	1.187,00
TÚNEL TIGRE	44+113,00	45+033,00	920,00
TÚNEL IPOJUCA I	54+392,00	56+864,00	2.472,00
TÚNEL IPOJUCA II	58+489,00	67+977,00	9.488,00
TOTAL			16.047,00

É válido ressaltar que os túneis apresentam geometria em forma de arco-retângulo, a sua base é igual a altura onde o raio da abóbada é igual à metade da altura do túnel. Seção: 4,30 m x 4,30 m.

Para a classificação geomecânica foram utilizados dois métodos, o RMR – *Rock Mass Rating* que fornece diretrizes para selecionar os reforços de rocha para os túneis (BIENIAWSKI, 1989) e o índice Q, desenvolvido pelo *Norwegian Geotechnical Institute* - NGI (BARTON e coautores, 1974).

A abertura dos túneis parte da utilização do método NATM – *New Austrian Tunnelling Method*, e consiste na instalação de estruturas feitas com concreto projetado, e, caso seja necessário podem ser complementadas com tirantes e cambotas. A instalação das estruturas é feita assim que for feita a escavação parcial do maciço. No que se refere a compartimentação foram consideradas as seguintes informações:

Tabela 2 - Classes e comprimentos

TÚNEL	Classe (comprimento - m)					TOTAL (m)
	I	II	III	IV	V	
CACIMBA DA MATA	-	703,25	20,00	36,75	16,00	776,00
CACHOEIRA	-	1.024,43	10,00	121,36	48,21	1.204,00
BOM NOME	-	738,13	408,62	24,25	16,00	1.187,00
TIGRE	-	514,25	389,75	-	16,00	920,00
IPOJUCA I	417,46	1.537,36	312,59	188,59	16,00	2.472,00
IPOJUCA II	2.712,39	3.457,56	3.276,80	25,25	16,00	9.488,00
IPOJUCA II - JANELA	-	330,00	-	-	20,00	350,00
TOTAL	3.129,85	8.304,98	4.417,76	396,20	128,21	16.397,00

Neste sentido, levou-se em consideração que os primeiros oito metros referentes aos Emboques e Desemboques de cada túnel, seriam executados a partir das especificações demonstradas na classe V (Seção Tipo 5), visando assim a segurança, ressaltando também que poderia haver alterações dado o mapeamento geológico feito na escavação.

4.1 AS SEÇÕES TÍPICAS E SEUS TRATAMENTOS

A estrutura de suporte de cada túnel, depende da qualidade do maciço escavado, desta forma, são separadas em cinco classes distintas de estrutura. A diferença entre as estruturas de suporte pode ser vista a partir do avanço da escavação, pela quantidade de tirantes sistemáticos que foram aplicados, bem como pelas mudanças nas geometrias de escavação, em determinados casos há também a necessidade de se utilizar cambotas, enfilagens tubulares e chumbadores de teto – *Spilling-bolts*.

As classificações mais antigas tinham carácter qualitativo, enquanto as mais recentes são baseadas na quantificação de parâmetros simples, que se traduzem no estabelecimento de graus de qualidade dos maciços e permitem estimar as suas propriedades resistentes globais. Segundo a Classificação de Terzaghi (1946), são observados nos maciços rochosos a carga no suporte, aplicação essencialmente em rochas brandas, com aplicação de perfis metálicos, divisão em sete classes, considerando: modo de jazida, estado de faturação, não considera a litologia e classes: de rocha intacta a rocha expansiva.

A classificação se estende em até sete tipos, sendo o tipo 1 chamado de “intacto”; tipo 2 chamado “estratificado”; tipo 3 chamado “moderadamente fraturado”; tipo 4 chamado “compartimentado”; tipo 5 chamado “fragmentado”; tipo 6 chamado “ligeiramente expansivo”; tipo 7 que é chamado de “expansivo”.

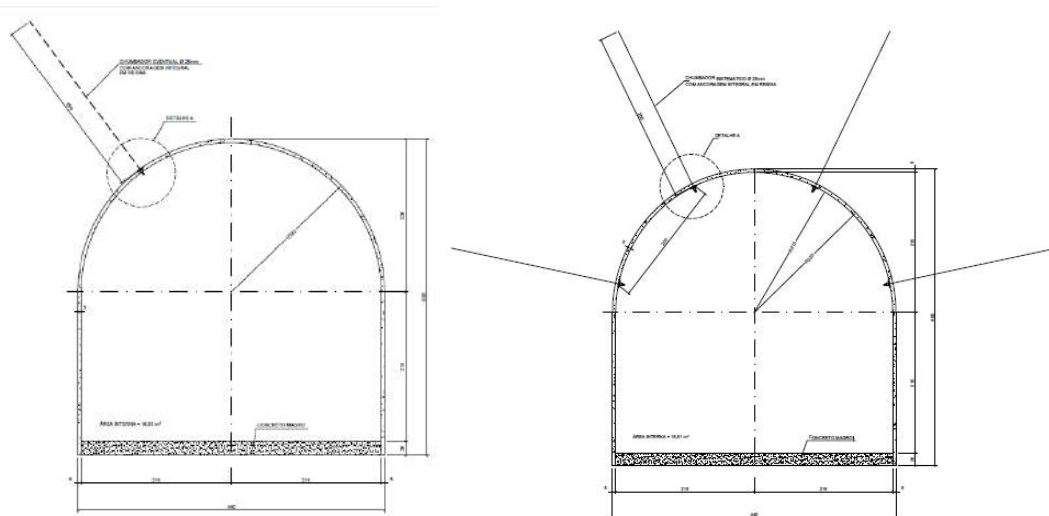


Figura 5 - Seção Tipo 1 – A ser utilizada quando o Maciço for Classe I e Seção Tipo 2 – A ser utilizada quando o Maciço for Classe II. Fonte: Projetos executivos Ramal do Agreste

Seção de Escavação: 17,94 m². Concreto Projetado: 5cm de espessura, nas paredes e teto. Fck>25Mpa. Concreto do Piso: 20 cm de espessura. Fck>10Mpa. Chumbadores: duas unidades, comprimento: 2,65 m, a cada 3 m. Diâmetro 25 mm, CA-50, com resina ao longo de todo o furo. Seção de Escavação: 17,94 m². Concreto Projetado: 5 cm de espessura, nas paredes e teto. Fck>25Mpa. Concreto do Piso: 20 cm de espessura. Fck>10Mpa. Chumbadores: quatro unidades, comprimento: 2,65 m, a cada 2 m. Diâmetro 25 mm, CA-50, com resina ao longo de todo o furo.

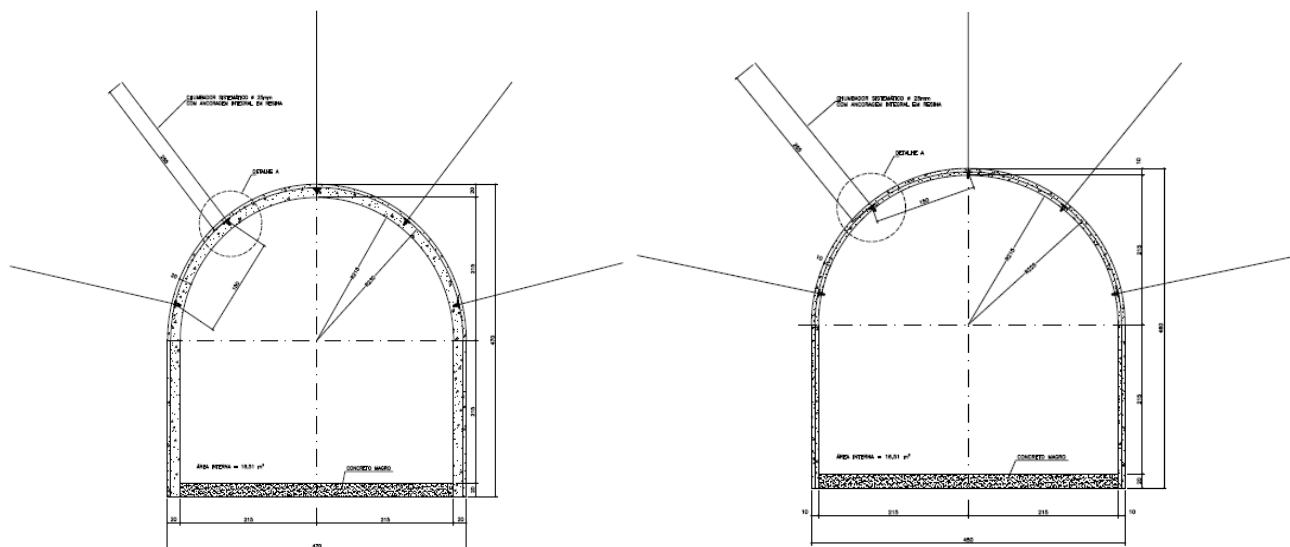


Figura 6 - Seção Tipo 3 – A ser utilizada quando o Maciço for Classe III e Seção Tipo 4 – A ser utilizada quando o Maciço for Classe IV. Fonte: Projetos executivos Ramal do Agreste

Seção Tipo 3 - Seção de Escavação: 18,98 m². Concreto Projetado: 10 cm de espessura, nas paredes e teto. Fck>25Mpa. Fibra de aço – consumo de 40 kg/m³ nos 5 cm de CPP na 1ª etapa. Concreto do Piso: 20 cm de espessura. Fck>10Mpa. Chumbadores: cinco unidades, comprimento: 2,65 m, a cada 1,5 m. Diâmetro 25 mm, CA-50, com resina ao longo de todo o furo. Seção Tipo 4 - Seção de Escavação: 19,72 m². Concreto Projetado: 20 cm de espessura, nas paredes e teto. Fck>25Mpa. Fibra de aço – consumo de 40 kg/m³ nos 15 cm de CPP na 1ª etapa e 2ª etapa. Tela tipo Q283 – 2 camadas. Concreto do Piso: 20 cm de espessura. Fck>10Mpa. Chumbadores: cinco unidades, comprimento: 2,65 m, a cada 1,5 m. Diâmetro 25 mm, CA-50, com resina ao longo de todo o furo.

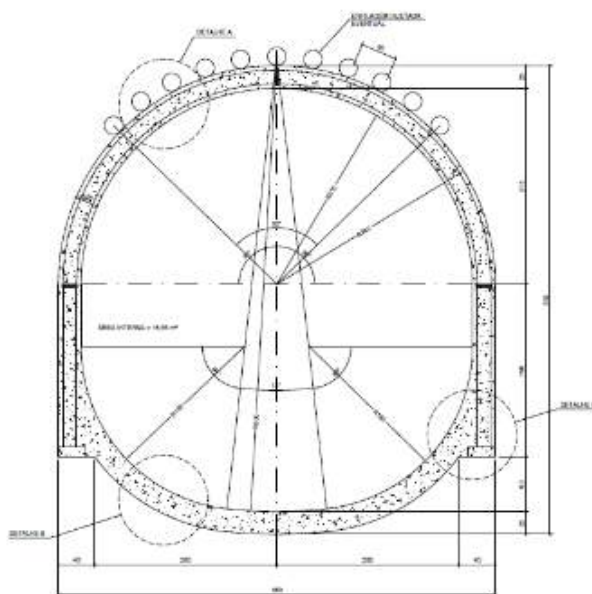


Figura 7 - Seção Tipo 5 – A ser utilizada quando o Maciço for Classe V. Fonte: Projetos executivos Ramal do Agreste.

Seção de Escavação: 20,67 m². Enfilagens: 17 unidades (metodologia NATM). Concreto Projetado: 25 cm de espessura, em toda a seção. Fck>25Mpa. Fibra de aço ou polipropileno – consumo de 40 kg/m³ aço ou 6,5 kg/m³ polipropileno, nos 21 cm de CPP na 1ª etapa e 2ª etapa. Tela tipo Q196 – 2 camadas. Cambota metálica treliçada – espaçamento de 60 a 80 cm

Na classificação geomecânica de maciços rochosos para túneis por Bieniawski, 1979, propõe a análise do maciço rochoso tomando em conta cinco fatores, que na opinião do seu autor, definem quer as características do material rocha, quer do maciço rochoso. Esses fatores são: resistência à compressão, RQD (*Rock Quality Designation*), espaçamento entre descontinuidades (diaclases e estratificação), características geométricas e mecânicas das descontinuidades, condições hidrogeológicas.

Para além dos cinco fatores atrás indicados, é incluído um sexto que se refere à orientação das descontinuidades em relação à direção e sentido de abertura do túnel que o autor chamou de RMR (*Rock Mass Rating*), valor que pode variar de 0 a 100, correspondendo os valores mais altos a maciço de melhor qualidade. Considera Bieniawski que os maciços podem ser divididos em cinco classes, batizando essas classes com diferentes valores de RMR, dessa forma, possibilitando enquadrar o maciço em estudo numa das classes. As Sessões são definidas de acordo com a classe, sendo assim a seção tipo 1 é utilizada quando o maciço for Classe I, seção Tipo 2 é quando o maciço for Classe II, seção Tipo 3 quando o maciço for Classe III, continuando até a seção tipo 5, quando o maciço for Classe V.

4.2 AS SEQUÊNCIAS EXECUTIVAS DOS TÚNEIS DO RAMAL AGRESTE E O MÉTODO NATM

A sequência executiva parte do acesso a cota dos túneis, e para isso é necessário o rebaixamento do terreno natural em até 10 m de profundidade. Realiza-se escavação a céu aberto seguida do tratamento de taludes com concretos que foram projetados e tirantes injetados com calda de cimento. Esse tratamento tem a finalidade de garantir a estabilidade do maciço que está ao redor do emboque.

A escavação deste emboque é executada a partir de uma sequência de rebaixamentos consecutivos de 2,5 m de profundidade e tem a finalidade de permitir que os maciços sejam tratados com o mínimo de risco de instabilização. A altura de tratamento permite o fácil acesso dos equipamentos de perfuração dos tirantes e drenos horizontais profundos e também auxiliam na operação de injeção de calda de cimento dos tirantes.

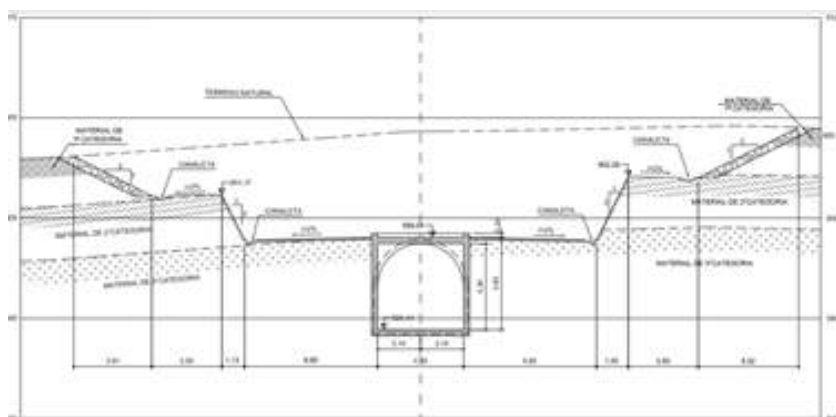


Figura 8 - Seção latitudinal do túnel. Fonte: Projetos executivos Ramal do Agreste

Depois do processo supracitado, começa as escavações subterrâneas, que são executadas obedecendo a sequência de perfuração que são feitas com jumbo na frente de avanço para carregamento de explosivos e posteriormente, a detonação; o desmonte que são previstas para escavações subterrâneas, seguindo um plano de fogo preliminar e sofrem ajustes de acordo com a qualidade do maciço encontrado nos mapeamentos geológicos.

A ventilação é feita por meio de um sistema utilizando ventiladores posicionados na boca dos túneis, com dutos de ventilação de 100 cm de diâmetro, para comprimentos de até 1.200 metros. Na equipagem do túnel, é levado cabos elétricos e tubos para adução e esgotamento de água de perfuração dos jumbos e é definida de modo a conciliar a menor seção do túnel às dimensões das máquinas e

equipamentos de trabalho. Após as detonações, é feita a limpeza do material escavado utilizando uma retroescavadeira CAT 416 acoplada com Rompedor hidráulico e a remoção do material realizada por Pá Carregadeira CAT 938. A execução de um desmonte com explosivos prende-se essencialmente com a aplicação de um diagrama de fogo. Este é um documento que abrange questões como produção requerida por pega de fogo, carga máxima admissível por retardo, diâmetro e comprimento dos furos, número de furos e sua disposição, tipo de explosivo, carga específica, grau de fragmentação a obter entre outros. Os explosivos podem ser deflagrantes ou detonantes dividindo-se estes últimos em primários ou secundários. Para uso industrial, como a escavação de túneis, são utilizados explosivos detonantes devido à sua decomposição se dar a velocidades elevadas, entre 1.500 a 8.000 m/s, e produzir um grande volume de gases a temperaturas elevadas e pressões extremamente elevadas.

A subdivisão destes explosivos deve-se essencialmente à sua sensibilidade ao choque sendo que os explosivos primários, como o fulminato de mercúrio, são altamente sensíveis ao choque, sendo portanto normalmente utilizados em detonadores e os explosivos secundários menos sensíveis ao choque tornando-se necessário recorrer a um primário por forma a iniciar a sua detonação. Dentro dos explosivos secundários e atendendo à sua composição química existem no mercado atualmente três tipos de explosivos: gelatinosos (com base em nitroglicerina), granulados (com destaque para o ANFO, mistura de nitrato de amônio com hidrocarbonetos líquidos, nomeadamente gasóleo) e emulsões (mistura complexa de pequenas partículas de nitrato de amônio com gasóleo e agentes emulsionantes). A escolha do explosivo correto para um dado maciço pode ser desafiante, havendo necessidade de ter em conta não só questões técnicas - em que o explosivo ideal é daquele que resulta o melhor encontro de impedâncias, isto é, a impedância do explosivo (produto da velocidade de detonação pela densidade do explosivo) mais próxima da impedância da rocha (produto da velocidade de propagação das ondas sísmicas pela densidade da rocha) - mas também questões econômicas, ambientais e de segurança.

5 CONCLUSÃO

Diante da exposição aqui apresentada e a partir do acompanhamento e observação da execução do projeto, verificou-se que a execução dos túneis com dimensões reduzidas é um desafio, pois entra em conflito com a necessidade de produtividade/produção e a limitação dimensional do túnel em relação aos equipamentos. No entanto, com o assunto estudado, planejamento apresentado, reunião de risco/oportunidades realizadas e com os resultados demonstrados, a partir da sintetização das informações, é possível identificar a viabilidade na execução dos túneis.

É válido ressaltar que há outras modificações que não apresentam viabilidade melhor do que a que foi utilizada e detalhada no referente trabalho. As modificações estudadas foram o aumento das dimensões do túnel, modificação de projeto, formas de ataques diferentes e com um número maior de frentes, criando novas janelas, além da execução de tratamento com concreto produzido em central e transporte por betoneiras.

As características geológicas não identificadas pelas sondagens, falhas geológicas e presença inesperada de águas subterrâneas, podem afetar o planejamento e condutas a serem seguidas ao longo da obra, porém, isso é independente do plano de ataque previsto ou de qualquer plano de ataque sugerido.

REFERÊNCIAS

- [1] BIENIAWSKI, Zdzisław Tadeusz. **Classificações de massa rochosa de engenharia**: um manual completo para engenheiros e geólogos em engenharia de mineração, civil e petróleo. John Wiley & Sons, 1989.
- [2] BIENIAWSKI, Z.T. (1979) - **The Geomechanics classification in rock engineering applications**. Proc. 4th Int. Cong. Rock Mechanics, ISRM, Vol. 2, pp. 41-48, MONTREUX
- [3] CAMPANHÃ, Carlos Augusto e BOSCOV, Pedro. **NATM – Túneis em Terreno Pouco Consistentes**. Manual Técnico, 1998.
- [4] CBPO e Figueiredo Ferraz (Empresas). **O NATM – Novo Método Austríaco de Execução de Túneis** "New Austrian Tunneling Method". Manual técnico, 1994

- [5] CONSÓRCIO TECHNE-PROJETEC-BRLi. Projeto Executivo do Lote C – Eixo Leste: **RELATÓRIO FINAL DOS PROJETOS EXECUTIVOS DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO EBV-1, EBV-2, EBV-3 E EBV-4**. Recife, 2013. 272 p.
- [6] ENGENHARIA, Solotrat. **Túnel NATM**. Disponível em: <<http://www.solotrat.com.br/assets/pdf/tuneis-natm-solotrat.pdf>>. Acesso em: 24 maio 2020.
- [7] FRANCA, Pedro Teodoro. **Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elastoplásticos**. 2006. 206 f. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- [8] **LAUDO TÉCNICO** <<https://auditoria.cgu.gov.br/download/8769.pdf>> Acesso em 23 de março de 2020.
- [9] MASCARENHAS, André, 2014. **Estudo de caso: escavação e tratamento para emboque de túnel em rocha utilizando o método NATM – Região Portuária**, Centro do Rio de Janeiro. Projeto de Graduação da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.
- [10] MURAKAMI, Cláudio Atushi, 2001. **Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis**. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP.
- [11] **RAMAL DO AGRESTE**, Site do governo de Pernambuco – PE <<https://www.mdr.gov.br/mobilidade-e-servicos-urbanos/mobilidade-ao-redor/2-uncategorised/12441-ramal-do-agreste>> Acesso em 18 de março de 2020.
- [12] **RELATÓRIO PROJETO INTEGRAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO**
<<file:///C:/Users/Ibyte/Desktop/PRESENCIAL%202020.1/LUANA%20CARBONARI/RELATORIO%20PISF.pdf>> Acesso em 20 de março de 2020
- [13] RIBEIRO NETO, Francisco. **Segurança, Ruptura e Colapso de Túneis Urbanos em NATM**. Artigo para Revista Engenharia ed. 540, 2000.
- [14] ROCHA, Hugo Cássio. **Panorama do Mercado Brasileiro de Túneis: Passado, Presente e Futuro**. Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto, CBC 2012. Maceió, AL.
- [15] TERZAGHI, Karl. **Defeitos de rocha e cargas nos suportes do túnel**. Harvard Univ., 1946.
- [16] VALLEJOS, 2011.
- [17] ZANELATO, Elieser Antônio, 2003. **Escavação de Túneis – Métodos Construtivos**. Projeto de Graduação da Universidade Anhembi Morumbi, SP.

ASPECTOS CONSTRUTIVOS, DESAFIOS E SOLUÇÕES ENCONTRADAS NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS DE PEQUENO DIÂMETRO – CASOS DE OBRA.

G.J.T. Souza & R.Brendolan & S.Henn

Solotrat Engenharia Geotécnica Eireli, São Paulo, Brasil

Resumo: O túnel é uma obra amiga da natureza e do ambiente urbano. A execução de túneis em áreas urbanas resolve diversos problemas como, interligação entre prédios de hospitais e supermercados, drenagem urbana, acessibilidade em residências, drenagem de rodovias, passagem para pedestres, linhas de transmissão de energia e outros. Os relatos seguintes são de algumas obras realizadas em áreas urbanas, mostrando o cuidado com a execução de enfilagens, drenagens, rebaixamento de lençol freático e todos os outros recursos da Geotecnia que utilizamos na escavação de túneis.

1 INTRODUÇÃO

Em nossa vida profissional estávamos acostumados a trabalhar na escavação de túneis de grandes diâmetros para metrô e soluções viárias. Túneis como o JK e nos metrôs de São Paulo, Belo Horizonte e Salvador, fizeram parte de nosso cotidiano.

Desde a ferrovia do aço executamos inúmeros trabalhos em túneis, como: atirantamento de túneis em rocha, enfilagens tubulares, injeções de consolidação de maciços e rebaixamento do lençol freático, técnicas que tornam fácil trabalhar com a escavação dos túneis propriamente dita.

Com a mudança de perfil de empresa que passamos a trabalhar, nos encontramos com a mudança das necessidades de nossos clientes e com a diminuição do diâmetro dos túneis.

Hoje fazemos túneis urbanos que resolvem os mais diversos problemas como, interligação entre prédios de hospitais e supermercados, drenagem urbana, acessibilidade em residências, drenagem de rodovias, passagens para pedestres sob ferrovia, linhas de transmissão de energia subterrâneas e outros.

As obras chegam para nós por projetos específicos ou por nossa sugestão para solucionar um problema existente.

1.1 CASOS DE OBRAS - RECURSOS NECESSÁRIOS E SUAS APLICAÇÕES

As fotos seguintes são de algumas obras realizadas nos últimos anos mostrando o cuidado com a execução de enfilagens, drenagens, rebaixamento de lençol e todos os outros recursos da Geotecnia que utilizamos na escavação de túneis.



Foto 1 - Caso 1 - Túnel ferroviário em Aguiarnópolis/TO – Seção útil 52,2 m² – Comprimento 69,0 m



Foto 2 - Caso 2 - Túnel para drenagem – Araraquara/SP – Seção útil 23,0 m² – Comprimento 81,5 m



Foto 3 - Caso 3 - Túnel para passagem de cabos – São Paulo/SP – Seção útil 1,77 m² – Comprimento 60,0 m



Foto 4 - Caso 4 - Túnel para acesso a elevador em Residência no Pacaembu, São Paulo/SP – Seção útil 6,0 m² – Comprimento 22,0 m



Foto 5 - Caso 5 - Túneis para pedestres – Brasília/DF – Diâmetro 4,40 m – Comprimento 44,0 m



Foto 6 - Caso 6 - Túnel para drenagem - Queluz/SP - Diâmetro 1,80 m - Comprimento 53,50 m



Foto 7 - Caso 7 - Túnel para interligação de depósitos em supermercado São Paulo/SP - Diâmetro 5,50 m - Comprimento 15,60 m



Foto 8 - Caso 8- Túnel do poço de carepa em siderúrgica - Serra/ES
Diâmetro 3,70 m - Comprimento 43,40 m



Foto 9 - Caso 9 - Túnel para pedestres sob rodovia, para indústria – Apucarana/PR
 Diâmetro 3,25 m – Seção útil 8,29 m² – Comprimento 67,59 m

2 CASO 10 - TÚNEL TERMORIO - DUQUE DE CAXIAS/RJ

O túnel Termorio (91,65 m) foi projetado para ligar o canal Honorato (circundante a Termorio) ao canal Tomada d'água, localizado na área da REDUC, devido ao fato de que a ligação existente eram dutos de concreto e não correspondiam à vazão de água que se necessitava. Este projeto continha duas importantes e conhecidas interferências cadastradas.

Túnel

Comprimento do túnel = 91,65 m

Diâmetro acabado do túnel = 3,00 m

Espessura do revestimento em concreto projetado = 0,20 m

Característica do concreto = 25 Mpa

Poço de acesso

Comprimento 9,00 m

Diâmetro acabado = 5,00 m

Espessura do revestimento = 0,20 m

Característica do concreto projetado = 25 Mpa



Figura 1 - Caso 10 - Vista aérea da planta Termorio e REDUC – Duque de Caxias/RJ

2.1 ASPECTOS DO PROJETO EXECUTIVO DO TÚNEL

O projeto hidráulico da canalização foi feito pela Linear Engenharia e Tecnologia S/C Ltda. e o projeto do túnel NATM foi feito por A. H. Teixeira Consultoria e Projetos S/C Ltda.

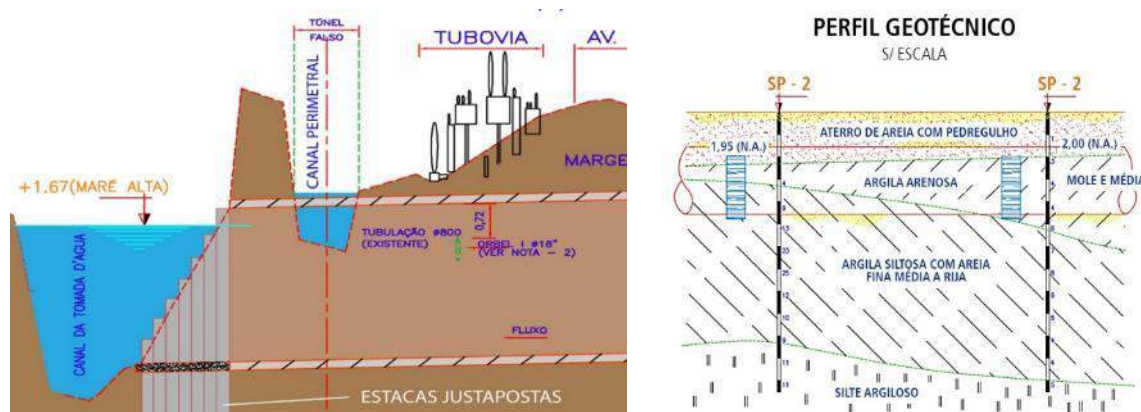


Figura 2 - Caso 10 – Corte esquemático com locação das interferências e perfil geotécnico

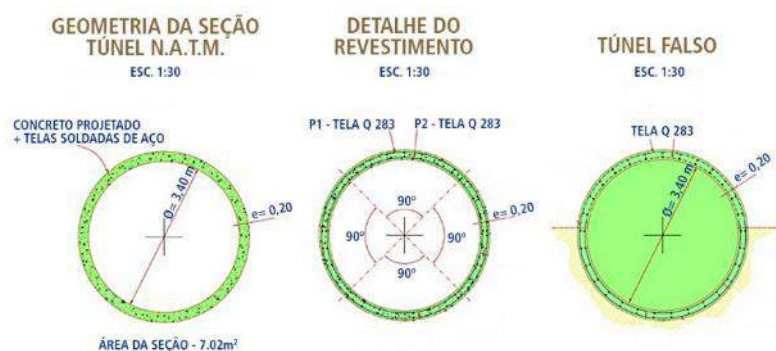


Figura 3 - Caso 10 – Projeto estrutural do túnel



Figura 4 - Caso 10 – Sequência de escavação

A primeira interferência cadastrada era o duto ORBEL, um importante oleoduto que liga a REDUC a BH. A segunda interferência de projeto era a construção de túnel falso ao passar sob o canal perimetral. A calota do túnel estaria dentro do nível d'água do canal.

Foi projetado um poço de acesso ao gabarito do futuro túnel, em terreno próximo a Termorio e ao lado do Canal Honorato. Este poço nos daria a liberdade de executar o túnel enquanto a ligação entre túnel e canal seria preparada com bolsacreto.



Foto 10 - Caso 10 – Poço de acesso ao túnel – Retirada do material escavado em caçambas

Instalamos um pórtico no poço de acesso que serviria para remover através de caçambas o material escavado do próprio poço e do túnel.

No projeto do Prof. Teixeira estavam previstos todos os serviços da geotecnia que ajudariam a contenção das escavações como: enfilagens, grampeamento de frente, rebaixamento por ponteiras e injeções de consolidação.



Foto 11 - Caso 10 – Vista do poço de acesso e emboque do túnel



Foto 12 - Caso 10 – Frente escavada com enfilagens cravadas

Embocamos o túnel e iniciamos sua escavação utilizando enfilagens e barras cravadas no teto.

Após alguns metros encontramos nosso primeiro obstáculo não cadastrado. A lateral do canal tinha sido contida por gabião e a saia do gabião estava dentro da área a ser escavada. Com isto tivemos um enorme fluxo de água oriundo do canal para dentro do túnel. O resultado é que tivemos que interromper as escavações e deixar o túnel e poço encherem de água. A solução encontrada para resolver o problema foi executar uma injeção de consolidação na região do contato com o gabião, utilizando tubos com válvulas manchete.



Foto 13 - Caso 10 – Poço NATM inundado



Foto 14 - Caso 10 – Perfuração para instalação de tubos para injeção

Uma vez executada a injeção de consolidação, esgotamos o poço e túnel e retomamos os trabalhos de escavação do túnel.

A escavação do restante do túnel foi executada com os cuidados necessários ao sistema NATM e à transição da Avenida Silésia, entrada na área da REDUC e da TUBOVIA.

O traçado do túnel precisou fazer uma curva sob a avenida Silésia, posicionando-se para transpor a TUBOVIA, perpendicularmente a esta, evitando assim, a interferência do seu estaqueamento de fundação.



Foto 15 - Caso 10 – Túnel em escavação em curva/detalhe das instalações/Local de travessia sob tubovia

Encontramos o oleoduto ORBEL no local previsto pelo projeto. Procedemos com a execução de um capeamento de concreto deste duto e também sua separação do corpo do túnel, isolando-o do concreto.



Foto 16 - Caso 10 – Detalhe do oleoduto Orbel e janela/Oleoduto Orbel encamisado e protegido da seção do túnel

Logo em seguida o recobrimento era muito baixo e nós abrimos uma janela na calota pois precisaríamos acessar a área da REDUC para os procedimentos com o Canal Perimetral e o desemboque no canal Tomada D'água.



Foto 17 - Caso 10 – Detalhe da janela no teto e baixa cobertura do túnel

A passagem sob o canal Perimetral foi feita da seguinte maneira. Pela superfície afundamos quatro tubos de PVC de 500 mm e os mantivemos no fundo com sacaria de solo. Procedemos um aterro do canal com os tubos posicionados no fundo e posteriormente uma injeção de consolidação com calda de cimento utilizando tubos manchete. Uma vez satisfeitos com o tratamento executado procedemos a escavação do túnel de forma cuidadosa.

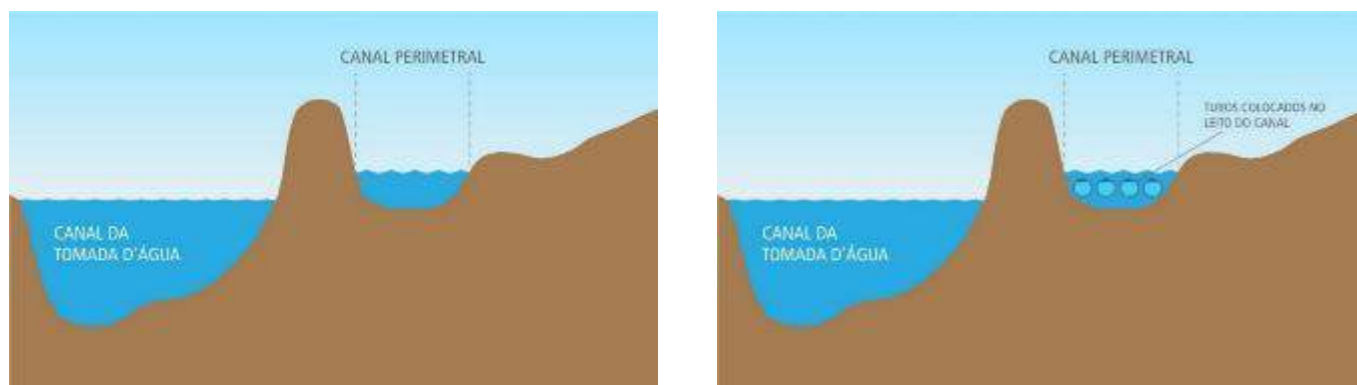


Figura 5 - Caso 10 – Travessia do canal Perimetral/Tubulações colocadas no leito do canal

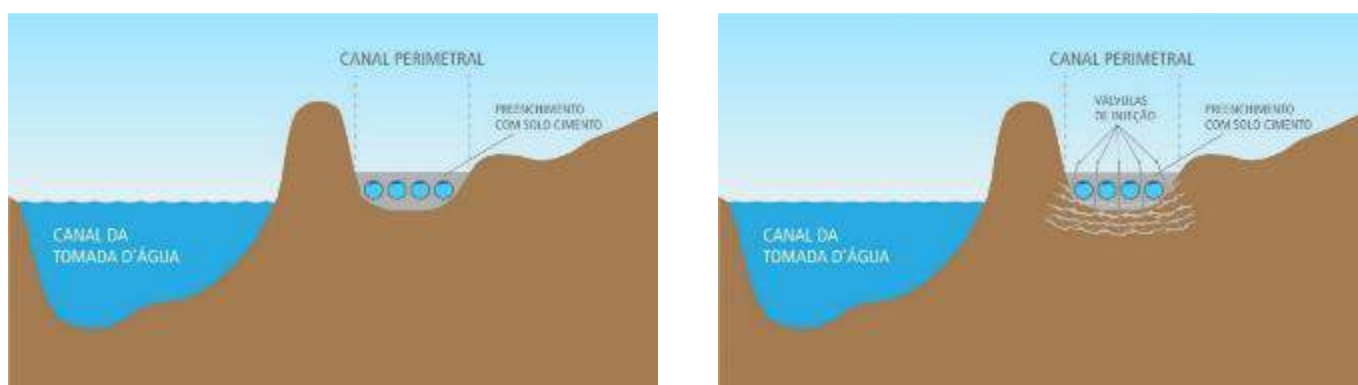


Figura 6 - Caso 10 – Travessia do canal Perimetral – Preenchimento com solo cimento em área do canal e injeções de consolidação

As tubulações mergulhadas no Canal Perimetral serviram para deixar o canal funcionando enquanto nós terminávamos a escavação do túnel.

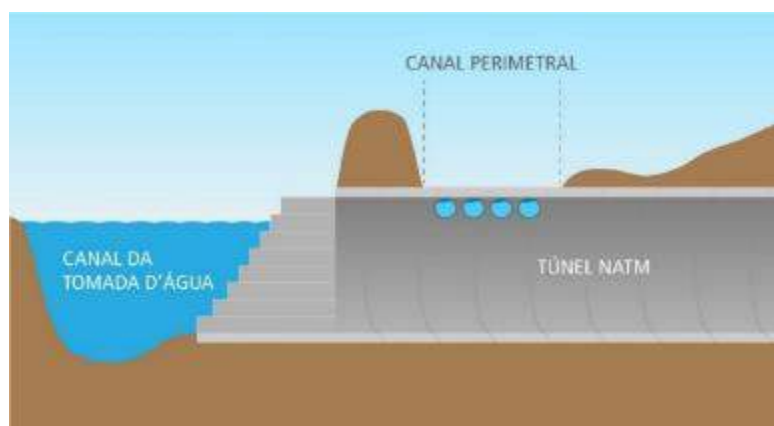


Figura 7 - Caso 10 – Travessia do canal Perimetral – Posição dos tubos na seção do túnel



Foto 18 - Caso 10 – Travessia do canal Perimetral – Tubos no teto do túnel



Foto 19 - Caso 10 – Travessia do canal Perimetral – Tubos no leito do canal

Após a conclusão do túnel e antes de rompermos a barreira de estacas justapostas, jogando as águas do Canal Tomada D'água no túnel, nós quebramos os tubos internamente ao túnel fazendo com que a ligação do canal Perimetral fosse efetivada com o Canal Honorato.



Foto 20 - Caso 10 – Término da escavação e encontro da parede de estacas justapostas

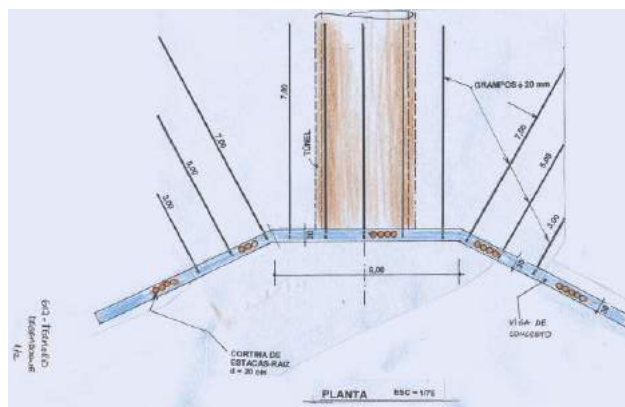
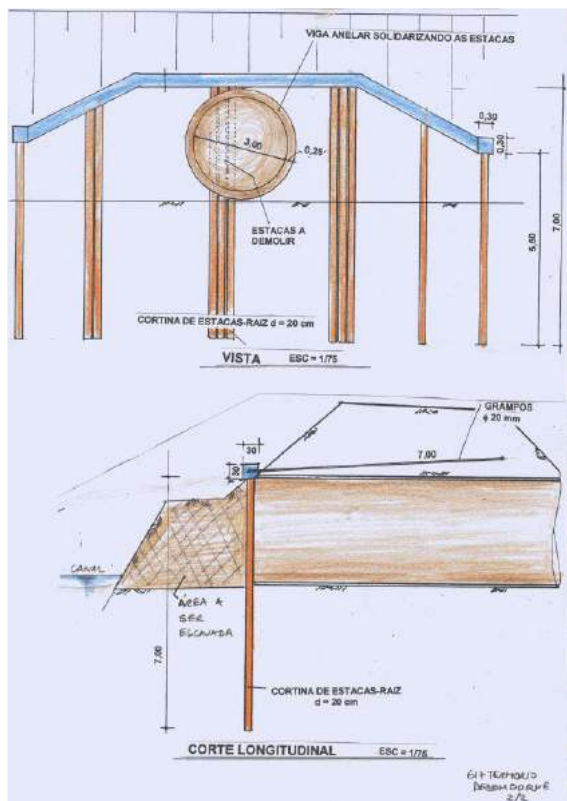


Figura 8 - Caso 10 – Projeto do desemboque no canal tomada d'água



Foto 21 - Caso 10 – Vigas de encabeçamento no desemboque do canal tomada d'água

3 CONCLUSÃO

Trabalhar em túneis é sempre um desafio. Se ele for de pequeno diâmetro então, consideramos que os desafios são maiores. Nos grandes túneis, grandes seções, temos todos os recursos sempre à mão, equipamentos principalmente, sem limites dos serviços geotécnicos que podem ser executados. Já nos pequenos túneis é necessário utilizar equipamentos de pequeno porte, muitas vezes com adaptações para o fim desejado.

Os túneis de pequeno a médio diâmetro são largamente utilizados para resolver diversos problemas que não podem ser resolvidos pela superfície.

Quando podemos ter acesso ao projeto e aos projetistas sempre pedimos que sejam colocadas na compartimentação do túnel as intervenções que serão eventualmente necessárias ao longo da escavação. As enfilagens injetadas e cravadas, a drenagem profunda com utilização de vácuo, as injeções de consolidação e outros, são exemplos de serviços essenciais ao processo NATM adaptado.

4 AGRADECIMENTOS

Os nossos agradecimentos aos funcionários da Solotrat Engenharia pela dedicação e proficiência na execução dos túneis.

Nossos agradecimentos ao Prof. Alberto Henriques Teixeira e ao Eng. Alberto Alexandre Teixeira (*in memoriam*) pelo apoio e projetos da maioria dos túneis que executamos.

REFERÊNCIAS

[1] SOUZA G.J.T. – Manual de Serviços geotécnicos Solotrat. 6ª edição, 2018.

ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS RELEVANTES PARA PROJETOS COM TUNELADORAS

D. G. G. de Oliveira

Egis Engenharia/EPUSP – São Paulo, Brasil

G. Aguiar

BabEng GmbH – Lübeck, Alemanha

Resumo: O uso de tuneladoras é cada vez mais frequente em projetos de túneis, sendo um método amplamente utilizado em países europeus e asiáticos, contando com um menor número de projetos realizados em países latino-americanos. Nos métodos de escavação mecanizada, a escolha do equipamento adequado, assim como o planejamento de toda a operação, é essencial para o sucesso do projeto. A otimização da logística em escavações mecanizadas é crucial em todas as frentes, desde a escavação até a retirada deste material, o fornecimento de insumos e o fluxo dentro do túnel. Todas as etapas devem estar sincronizadas, pois a parada em quaisquer destas frentes frequentemente implica na interrupção de outras. A tuneladora e todos seus acessórios, por exemplo, esteiras, planta de separação e de produção de anéis, áreas de depósito de bota-fora, devem ser visualizados como uma fábrica, integrando a superfície e o subterrâneo, onde o contínuo fluxo de processos determina a velocidade de produção.

Para que esta otimização aconteça, o projeto deve embasar-se em uma apropriada caracterização geológico-geotécnica, assim como o entendimento da interação dos materiais escavados com cada uma das etapas envolvidas. As propriedades geológico-geotécnicas influenciam não só a estabilidade da frente do túnel, mas também o transporte e depósito deste material. E, apesar de conter inúmeras semelhanças com a caracterização geológico-geotécnica necessária para projetos utilizando métodos convencionais, há parâmetros e aspectos específicos recomendados para o método mecanizado exclusivamente. Este artigo resume tais aspectos geológico-geotécnicos relevantes, sejam estes para rochas, solos ou até mesmo faces mistas, tendo como base recomendações e boas práticas internacionais atualizadas, suprimindo a carência de material com este conteúdo na língua portuguesa.

1 INTRODUÇÃO

Com vantagens significativas com relação aos demais métodos de escavação subterrânea, apesar de suas limitações, as tuneladoras vêm ganhando cada vez mais o mercado tanto internacional, como nacional. Adicionalmente, com o avanço tecnológico destas máquinas, assim como de seus componentes, TBMs (*Tunnel Boring Machines*) têm ultrapassado limitações, escavando terrenos mais desafiantes, mais profundos, ou de menor cobertura, com taxas de avanço maiores e seções de escavação mais flexíveis (HERRENKNECHT 2019). Entretanto, as limitações existem, muitas vezes não somente relacionadas ao equipamento em si, mas, principalmente, ao entendimento da interação destas máquinas com distintos cenários geológico-geotécnicos. E, assim como em escavações convencionais, uma caracterização geológico-geotécnica adequada pode não só diminuir os riscos nestas escavações, mas elevar o avanço destas máquinas, otimizando os custos investidos para tal.

A partir da experiência em diversos projetos, em distintos tipos de terrenos, fica claro que não há necessariamente um procedimento único para cada tipo de máquina ou para cada tipo de solo. Toda a operação da máquina e de seu sistema integrado, desde insumos, equipamentos de transporte, área de depósito de bota-fora etc., deve ser compreendida como um esquema intrinsecamente holístico, onde a falha em algum dos itens poderá implicar na parada da escavação (*standstill*), levando a atrasos significativos. E a otimização deste processo requer uma completa caracterização do material a ser escavado, incluindo seu contexto geológico-geotécnico. Desde a escolha do tipo de máquina até sua

operação, os aspectos geológico-geotécnicos são fatores de extrema relevância. É essencial que documentos desta disciplina (GBR – *Geotechnical Baseline Report*) forneçam a informação necessária para subsidiar tanto a escolha da máquina, seu desenho, suas especificações técnicas, como sua operação, incluindo o uso de aditivos para facilitar a escavação, o transporte e depósito do material escavado, preferencialmente, facilitando até o reuso deste.

Este artigo resume os principais tipos de máquina, sua aplicabilidade, mencionando desafios específicos, adentrando-se na questão dos aspectos geológico-geotécnicos mais relevantes. Adiciona-se um capítulo à parte sobre a caracterização de potencial de *clogging*, já que este aspecto afeta todos os tipos de máquinas. O artigo baseou-se tanto na experiência e pesquisa dos autores, como em publicações recentes, a mencionar a principal fonte como sendo as recomendações da DAUB (2021), documento mais recente sobre a aplicabilidade e especificações técnicas para cada tipo de máquina. Este documento (DAUB 2021) encontra-se disponível online na língua alemã, com tradução para inglês a ser publicada ainda neste ano de 2021.

2 TIPOS DE TUNELADORAS

Há diversas publicações técnicas que dividem os tipos de máquinas TBM, a citar Maidl *et al.* (2012), ITA-AITES (2016), entretanto, devido a existência de novas tuneladoras híbridas, o documento mais completo atualmente é o do comitê alemão de túneis (DAUB 2021).

As máquinas podem ser basicamente divididas em escudo aberto ou fechado, entretanto, uma máquina de escudo fechado pode também escavar no que chamamos de modo aberto. As principais máquinas podem ser visualizadas na Figura 1. Não foram ilustradas aqui as inúmeras possibilidades das máquinas de modo múltiplo (*Multimode* - HYS), que basicamente é a combinação de mais de um tipo, sendo modificada de um tipo para outro durante a escavação, conforme detalhado em DAUB (2021). A seguir resume-se o funcionamento, aplicação e limitações de cada máquina.

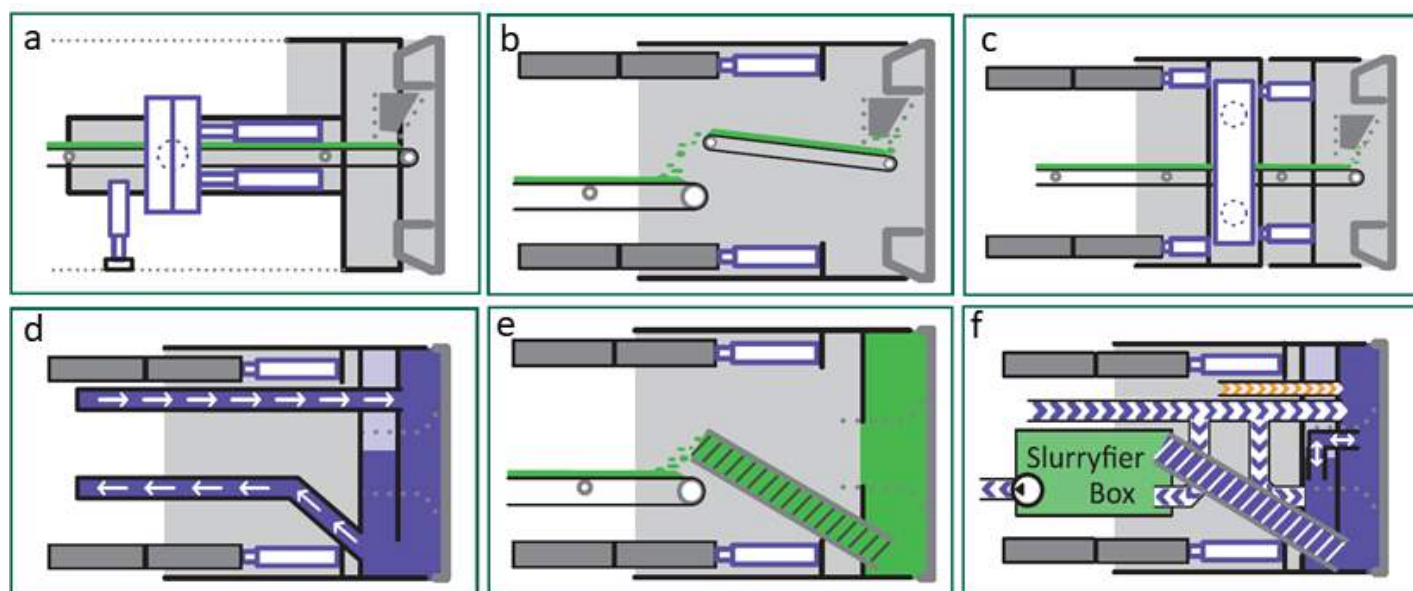


Figura 1 - Tipos de máquinas tuneladoras, segundo DAUB (2021): (a) Gripper - GRT; (b) Escudo Singelo – Single Shield - OPS; (c) Escudo Duplo – Double Shield - DPS; (d) Escudo de Lama – Slurry Shield - SLS; (e) Escudo de Balanceamento de Pressão de Terra – Earth Pressure Balance Machine - EPB; (f) Escudo de Densidade Variável – Variable Density Machine - VDS (DAUB 2021).

2.1 GRIPPER - GRT

Estas máquinas (Figura 1a) são utilizadas para escavar rochas de boa a média qualidade, pois necessitam das paredes escavadas do próprio maciço para empurrar a máquina. O maciço a ser escavado deve ser autoportante e a escavação deve estar acima do nível d'água. Sapatas hidráulicas que se prendem na rocha escavada empurram a máquina a frente, enquanto as ferramentas cortantes da cabeça de corte cortam e rompem a rocha em pequenos pedaços, que são retirados por esteiras. Nestas máquinas, geralmente, há equipamentos auxiliares para aplicar concreto projetado, instalar enfilagens, âncoras e cambotas. Também é possível instalar um sistema de prospecção a frente da máquina, sendo possível averiguar a existência de planos de descontinuidades adiante da escavação. São justamente estes planos de descontinuidades um dos maiores desafios quando escavando com esta máquina, pois caso sejam muito espessos, como planos de falha e brechas, não seria possível as sapatas da *Gripper* se apoiarem nas paredes e empurrar a máquina. Além disso, no caso de terrenos com cobertura significativa, ou zonas tectonicamente ativas, pode ocorrer *rockburst* ou solo extrudido (*squeezing ground*), onde a ausência de um escudo protetor aumentaria os riscos para a equipe de escavação, assim como para a máquina.

2.2 ESCUDO SINGELO - OPS

Na máquina de escudo singelo (Figura 1b), como o próprio nome diz, há a presença de um escudo, o que aumenta a segurança da equipe aí trabalhando, além de ampliar a gama de aplicações, permitindo escavações em rochas de qualidade menor do que no caso da *Gripper*, assim como rochas brandas, como argilitos, arenitos etc. Ainda assim, é necessário que o terreno seja autoportante e que a escavação ocorra acima do nível d'água. Nesta máquina já podem ser instalados anéis de concreto pré-fabricados, divididos em segmentos. A máquina utiliza destes anéis instalados para empurrar-se à frente. O material é escavado pela cabeça de corte e retirado por esteiras, da mesma forma que a *Gripper*. Também pode estar equipada com sistemas auxiliares de tratamento do maciço e de prospecção a frente da máquina. Uma máquina de escudo singelo lida melhor com as zonas de falha ou de maciço mais fraturado.

2.3 ESCUDO DUPLO - DPS

Bastante similar ao escudo singelo, o escudo duplo (Figura 1c), também fornece uma maior proteção devido a presença de seus escudos. O escudo traseiro também possui as sapatas hidráulicas, assim como na *Gripper*, sendo que este escudo normalmente se apoia nestas sapatas e não nos anéis. O escudo frontal que possui a roda de corte é conectado ao escudo traseiro através dos cilindros principais de avanço. A máquina de escudo duplo, portanto, consegue instalar os anéis, no escudo traseiro, ao mesmo tempo que escava, aumentando sua taxa de avanço. Há casos em que as sapatas não podem se apoiar nas paredes, quando o material não é suficientemente competente, por exemplo. Neste caso, o apoio de ambos os escudos acontece somente nos anéis. As máquinas de escudo duplo, por terem estas duas opções de empurre da máquina, podem funcionar até mesmo sem a instalação dos anéis, sendo bem mais flexíveis que uma máquina de escudo singelo. Também possuem sistemas auxiliares de tratamento e de prospecção de frente.

2.4 ESCUDO DE LAMA - SLS

A *Slurry Shield* (Figura 1d), também conhecida como *Mixshield*, é uma das máquinas mais utilizadas para solos não coesivos, como solos arenosos, sendo, juntamente com a EPB e Densidade Variável, indicada para terrenos de maciço não autoportante, que necessitam de um suporte ativo na face da escavação. Escava bem também rochas, sendo que possui um equipamento que as rompe, na parte inferior da máquina, na parede da câmara de escavação. Para realizar o suporte da face se utiliza de lama bentonítica, injetada na câmara de escavação, sendo o material escavado misturado com a lama, e retirado por tubulações. O suporte e controle de pressão desta lama ocorre em conjunto com a injeção de ar comprimido, que ocorre na segunda câmara da máquina. A capacidade e controle de se manter a pressão correta na frente da máquina é bem maior do que em uma EPB. Esta máquina também instala anéis e se utiliza deles para empurrar a máquina. É necessária a instalação de uma planta de separação na

superfície, o que requer a disponibilidade desta área, elevando os custos do sistema de escavação. No caso de solos argilosos haverá um desafio adicional na separação da lama da fração argilosa escavada, para seu posterior reuso. A Figura 2 ilustra os campos de aplicação de uma máquina de lama e de uma EPB, considerando a granulometria de um solo, sendo que seus campos podem ser estendidos com a utilização de aditivos químicos. Thewes (2007) se adentra detalhadamente nos pós e contras de ambos os métodos.

2.5 ESCUDO DE FRENTE BALANCEADA - EPB

Segundo Herrenknecht *et al.* (2011), a EPB (Figura 1e) é a máquina mais utilizada em projetos de túneis. Assim como a de lama, é tipicamente utilizada para solos, também servindo para escavar rochas. Para manter o suporte da face do túnel, se utiliza do próprio material escavado, frequentemente acrescido de aditivos. O material é retirado, primeiramente, através de um parafuso sem fim, que também ajuda a manter a pressão de frente. Cilindros hidráulicos se apoiam nos anéis montados, empurrando a máquina. A retirada do material se dá por meio de esteira, vagões ou até mesmo tubulações, sendo este último menos usual (sistema *muck pumping*). Há limitações das pressões hidrostáticas que estas máquinas podem ser submetidas (limites típicos entre 1 e 3 bares, máximo em torno de 6 bares, segundo Wehrmeyer & Oliveira, 2020), sendo que as máquinas de lama suportam pressões maiores (15 bar, Projeto *Lake Mead*, Herrenknecht, 2019).

A questão do condicionamento do solo certamente é um dos fatores mais desafiantes neste 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 condicionamento de solos em máquinas EPBs se iniciaram no projeto Passante Ferroviário, em 1994 (HERRENKNECHT, 2019), e desde aí se tornou evidente as vantagens de se misturar aditivos no material escavado, inclusive, aumentando o campo de aplicação destas máquinas, como ilustrado na Figura 2.

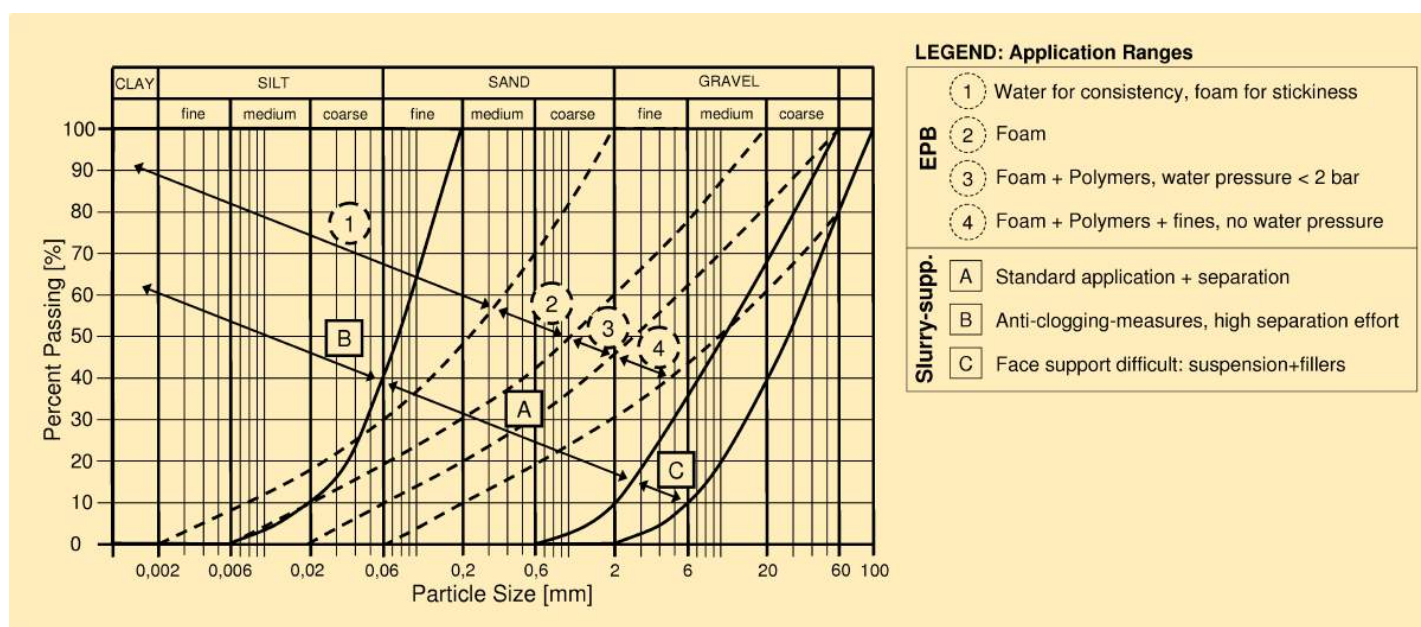


Figura 2 - Campos de aplicação do Escudo de Lama e EPB, com suas extensões devido à aplicação de aditivos (Thewes 2007)

2.6 ESCUDO DE DENSIDADE VARIÁVEL - VDS

Este tipo de máquina (Figura 1f) foi primeiramente utilizado em Kuala Lumpur, em 2014, em rochas calcárias com presença de carste (HERRENKNECHT, 2019). Nestas máquinas, além do sistema bastante parecido com uma EPB, está disponível um dispositivo de injeção de lama bentonítica, como de um Escudo de Lama, e, adicionalmente, o que a torna única, possui um sistema de injeção de um fluido de

alta densidade. Este fluído de alta densidade é essencial quando há escavações de vazios, como zonas cársticas, podendo estes serem preenchidos com esse sistema. A vantagem desse sistema, quando comparado com as *Multimodes*, é sua velocidade para mudança de um modo para outro, levando horas e não semanas.

2.7 MULTIMODE - HYS

Estas máquinas são as conversíveis, que podem ser modificadas de uma máquina de escudo singelo, para de lama, ou para EPB. Ou seja, é possível se utilizar em projetos com mudanças significativas de cenários geológicos. Entretanto, para esta mudança ocorrer, é necessário um local estável (estação, poço, por exemplo, ou zona estável com maciço autoportante), pois é uma mudança demorada, podendo levar semanas. Seu funcionamento, aplicação e desafios corresponde aos tipos que são aí utilizados.

3 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS A SEREM CONSIDERADOS

As máquinas a serem escolhidas dependem diretamente dos aspectos geológico-geotécnicos, sendo que há fatores que limitam a escolha de um tipo ou de outro. Acima de tudo, uma boa caracterização geológico-geotécnica não só subsidiará a escolha da máquina, mas seu desenho, potência e equipamentos auxiliares. Os aspectos geológicos e hidrogeológicos influenciarão o desenho da estrutura da máquina, o cálculo necessário da força de empuxo, do torque, a taxa esperada de desgaste das ferramentas e o cálculo da pressão de suporte necessária, assim como dimensionamento do parafuso sem fim, dos anéis, do sistema de transporte, além de outros. Aqui são citados, separadamente, os aspectos considerados para rocha, solo e faces mistas. Separadamente, inclui-se um capítulo para tratar um fator relevante que influenciará todos os tipos de escavações: o potencial de *clogging*.

A caracterização do material a ser escavado, seja solos e/ou rochas (ou sua mistura, no caso de solos mistos), juntamente com a modificação deste por condicionantes, deve ser preferencialmente realizada antes e durante a escavação. Na maior parte dos casos, esta caracterização é praticamente ausente, sendo apenas feito ajustes durante a escavação, além de verificar as condições desse material na esteira. Ou seja, normalmente se utilizam da técnica de tentativa e erro, até ajustar os parâmetros da máquina, afetando as propriedades do material escavado condicionado, denominado de *muck*. Entretanto, segundo esclarecem Oliveira & Aguiar (2021), há riscos consideráveis em ficar testando soluções diretamente na escavação, além do custo que se requer ao adquirir quantidade suficientes de aditivos para serem testados *in situ*, quando comparado aos testes de laboratório. Todos estes fatores relacionados ao cenário geológico devem ser detalhados ainda em estágios iniciais, assim como a otimização do seu condicionamento, possibilitando a escolha ideal do método de escavação, o que inclui o tipo de máquina. Em estágios mais avançados de projeto, o detalhamento do material a ser escavado, especificamente na face do túnel, não só auxiliará a fornecedora do equipamento a manufaturá-lo o mais próximo possível do ideal para aquele cenário, como também ajudará no planejamento da futura operação da máquina. Definir zonas com parâmetros similares de escavação orientará a equipe de escavação, principalmente considerando a limitação que há em se verificar os litotipos presentes na face para os escudos fechados. A Figura 3 apresenta o que a DAUB (2021) recomenda desde o projeto funcional para se definir o tipo de máquina adequada e as condições geológico-geotécnicas aí relevantes. Quanto mais avançada a fase do projeto, mais detalhado este tipo de seção esquemática deve ser.

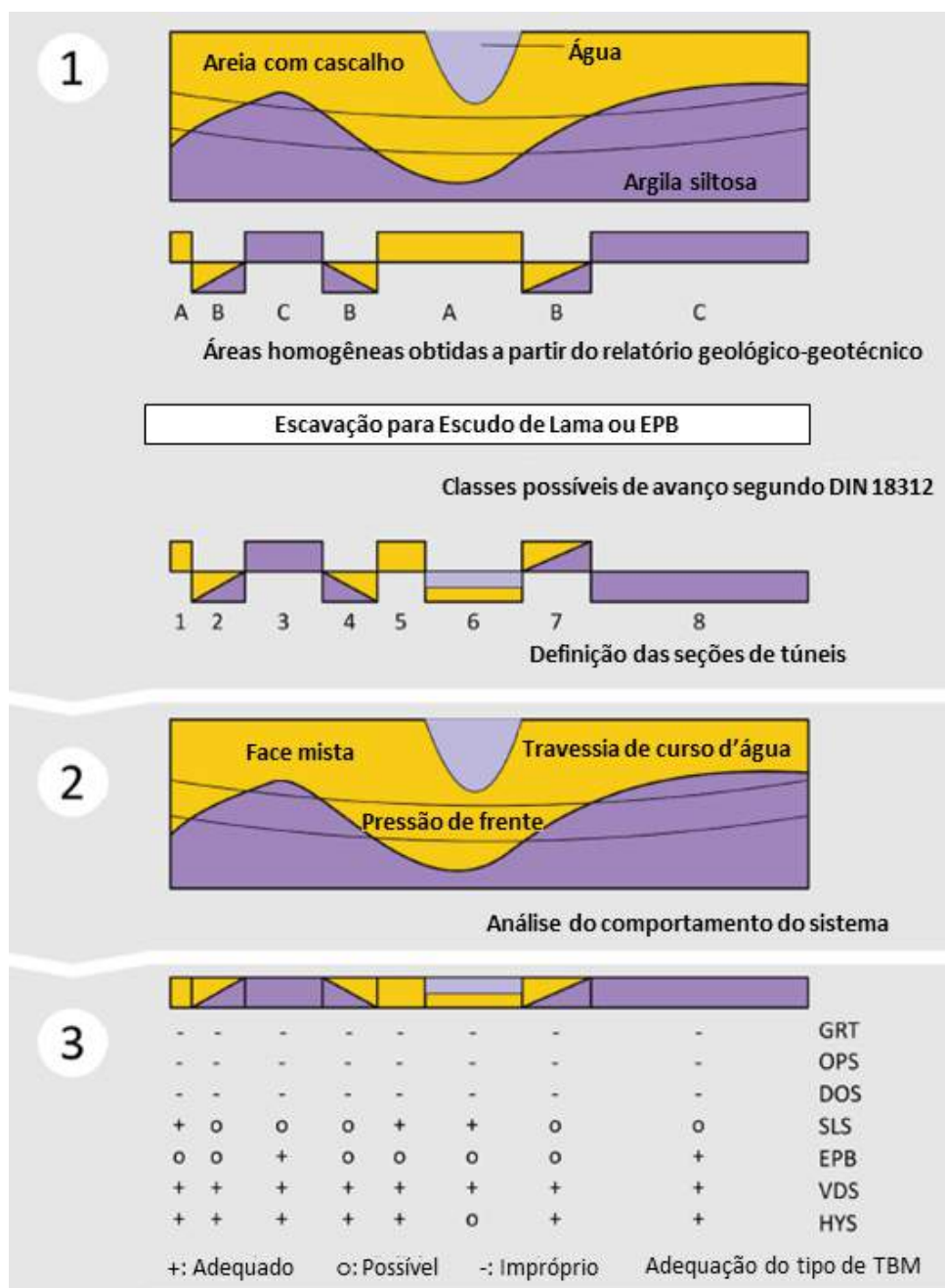


Figura 3 - Exemplo de seção esquemática para escolha do tipo de máquina adequada, segundo cenário geológico (traduzido de DAUB 2021)

3.1 ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS PARA ESCAVAÇÕES EM ROCHAS

Os principais aspectos geológico-geotécnicos em maciços rochosos a serem caracterizados quando escavados por tuneladoras são:

- Resistência à compressão uniaxial (UCS).
- Resistência à tração (ensaio de tração por compressão diametral, ensaio brasileiro).
- Qualidade do maciço rochoso, incluindo graus de fraturamento e de alteração.
- Mineralogia, incluindo conteúdo de quartzo e presença de minerais com potencial expansivo e de *clogging*.
- Índice de abrasividade Cerchar (CAI).
- RQD e RMR.
- Tensões atuantes no maciço (para estimar potencial de *squeezing ground* e *rockburst*).

- Espessura de cobertura e lâmina d'água.
- Existência de zonas descontínuas, como zonas de falha.
- Fluxo de água (por 10 m de túnel, segundo DAUB 2021).

DAUB (2021) apresenta em detalhes, para cada máquina, os valores ideais para cada um dos parâmetros acima. Por exemplo, máquinas *Gripper* e de Escudos Singelo e Escudo Duplo escavam rochas mais resistentes, acima de 250 Mpa, enquanto uma EPB escava bem rochas de até 50 Mpa apenas. Com relação ao RQD, uma *Gripper* aceita rochas com RQD mínimo de 25, enquanto as com escudo escavam rochas com RQD menores, até mesmo zero.

Há fatores que podem ser um grande desafio para escavações em rocha, como a presença de minerais expansivos, como a anidrita no caso do projeto do túnel Filder, na Alemanha, escavado por um Escudo Singelo (PENN & HOLZHUBER, 2012). Toda a operação foi um desafio pois este mineral aumenta 60% do seu volume quando em contato com água. Ou, no caso de potencial de *clogging*, sendo que os casos mais severos justamente ocorrem nas escavações em rochas com mineral argiloso expansivo, justamente um material que não é comumente ensaiado para verificar tal potencial, como aponta Thewes & Hollman (2016), assunto detalhado no item 4.

Finalmente, há que se ressaltar o desafio ao escavar um maciço rochoso de boa qualidade, porém, interceptado por relevantes zonas descontínuas, como zonas de brecha e falha, onde geralmente há um considerável fluxo d'água. Neste caso se podem citar os desafios encontrados ao se escavar os grandes túneis de base, como o Gotthard (HERRENKNECHT, 2019). Ainda nos túneis de base, há o desafio de terrenos com comportamento de rocha extrusiva (*squeezing ground*), muitas vezes sendo responsáveis por travamento de máquinas.

3.2 ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS PARA ESCAVAÇÕES EM SOLOS

Grande parte dos túneis urbanos são escavados em solos, ou, em terrenos mistos. Esta é uma das razões da maior frequência de utilização de máquinas de escudo fechado, principalmente as EPBs. Os principais parâmetros a serem caracterizados para projetos a serem escavados em solo são:

- Granulometria.
- Densidade do material.
- Ângulo de atrito.
- Coesão.
- Permeabilidade.
- Condições de fluxo d'água (por 10 m de túnel, segundo DAUB 2020).
- Mineralogia dos minerais argilosos.
- Limites de Atterberg.
- Teor de umidade natural.
- Conteúdo de quartzo.
- Módulo de elasticidade.
- Coeficiente de pressão lateral K₀.
- OCR.

Adicionalmente a estes acima citados, há que se caracterizar os aditivos a serem utilizados, seja os parâmetros da lama bentonítica e sua separação dos materiais a serem escavados, no caso de um Escudo de Lama, seja água, espuma, polímero e finos, e sua interação com o material escavado, para EPBs e, finalmente, no caso de Escudo de Densidade Variável quais as características do fluído de alta densidade a ser utilizado, assim como sua interação com o material a ser escavado.

No caso específico da tuneladora EPB, o principal objetivo desse processo de mistura do material escavado com aditivos, denominado condicionamento de solo, é alterar as características desse material para que funcione melhor como um anteparo para a estabilidade da frente do túnel, já que é o próprio material escavado que mantém a frente de escavação estável. Este material condicionado ainda terá que ser transportado por correias, que geralmente são inclinadas, e posteriormente, depositado, havendo ainda a possibilidade de sua reutilização. Portanto, as propriedades desse material influenciam todo este processo (MAIDL *et al.*, 2012, THEWES, BUDACH & BEZUIJEN, 2012, WEHRMEYER & OLIVEIRA, 2020).

É essencial atentar-se para as zonas típicas de aplicação destas máquinas de escudo fechado, como apontado na Figura 2 e detalhado por Thewes (2007). Sempre que a granulometria a ser escavada está fora do ideal de aplicação da máquina específica, haverá a necessidade de buscar soluções no campo da química, com os aditivos, ou, em alguns casos, pode até não ser exequível a escavação com máquinas.

3.3 ASPECTOS ESPECÍFICOS PARA FRENTES MISTAS

Conforme afirmam diversos autores (DELLA VALLE, 2001, THEWES, 2004, SHIRLAW, 2016, OLIVEIRA *et al.*, 2017), as faces mistas são um dos maiores desafios nas escavações mecanizadas, portanto, devem ser identificadas o quanto antes. Segundo Oliveira (2018), estas frentes ocorrem quando dois ou mais materiais com comportamentos diferentes são encontrados na mesma face do túnel. Um tipo particular destas faces mistas é o solo que resulta do clima tropical das rochas. Oliveira e Diederichs (2016) e Oliveira *et al.* (2017) usaram o termo frente de transição mista (MTG), que é justamente quando ocorre o solo de alteração em distintos graus, o saprólito e sua rocha de origem, distribuídos caoticamente.

No caso de faces mistas é essencial não só caracterizar cada tipo de material que compõe esta face mista, mas também sua contribuição proporcional na face do túnel. Conforme detalham Thewes 2004 e Oliveira *et al.* (2019), quando há uma porcentagem maior de solo e uma menor de rocha, os discos de corte sofrerão um grande impacto ao girarem do solo para rocha, desgastando-se rapidamente e rompendo-se facilmente. No caso contrário, uma grande quantidade de rocha e uma pequena porção de solo não autoportante, implicará numa permeabilidade muito alta sem ser possível criar o efeito de *plug* de uma EPB, perdendo a pressão, além de se elevar significativamente o torque da máquina. Portanto, em cenários geológicos com faces mistas, o quanto mais se definir estes trechos ao longo do alinhamento túnel, melhor será para direcionar a operação da máquina. Antes de adentrar-se, por exemplo, no primeiro cenário descrito (maior % de solo e menor de rocha), o operador da máquina deve reduzir a velocidade da máquina e aumentar a injeção de aditivos que diminuam o desgaste (tipo lubrificantes). Preferencialmente, antes de adentrar-se estas zonas, uma intervenção deve ser feita para reposicionamento e troca de ferramentas, por exemplo. Ou no caso do segundo cenário, será necessário pensar em um condicionamento de alta densidade, que resolva o desafio da permeabilidade elevada. O torque da máquina também já deverá ser dimensionado para enfrentar estas zonas de face mista.

4 POTENCIAL DE *CLOGGING*

Segundo Oliveira & Aguiar (2021), no caso de escavação em materiais coesivos, com presença de argilo-minerais de média a alta plasticidade, existe a possibilidade de colagem destes materiais argilosos nas ferramentas da cabeça de corte, câmara de escavação e até mesmo parafuso sem fim. Este fenômeno é denominado *clogging*. Já é conhecida também a sua influência no aumento do torque da máquina, no desgaste secundário das ferramentas de corte e até mesmo nos danos causados em anéis de selagem, chegando a afetar os motores da cabeça de corte da tuneladora (THEWES & BURGER, 2004, SPAGNOLI *et al.*, 2010, CLASSEN, 2016, OLIVEIRA *et al.*, 2019). A ocorrência de *clogging* afeta diretamente a taxa de avanço e custos, pois intervenções devem ser realizadas com maior frequência para limpar a frente da máquina e ferramentas de corte. Custos diários de uma tuneladora parada chegam a valores bastante significativos, deste modo, há grande preocupação de se evitar ou controlar este fenômeno, o que pode ser na maioria das vezes feito através do uso de surfactantes e/ou polímeros combinados com a operação da máquina.

Portanto, já desde fases preliminares da obra o potencial de *clogging* deve ser estimado. O gráfico de Hollman & Thewes (2012), por exemplo, já auxilia nesta verificação, levando-se em conta apenas os dados de limites de Atterberg e teor de umidade natural, sempre considerando o material da face a ser escavada (Figura 4).

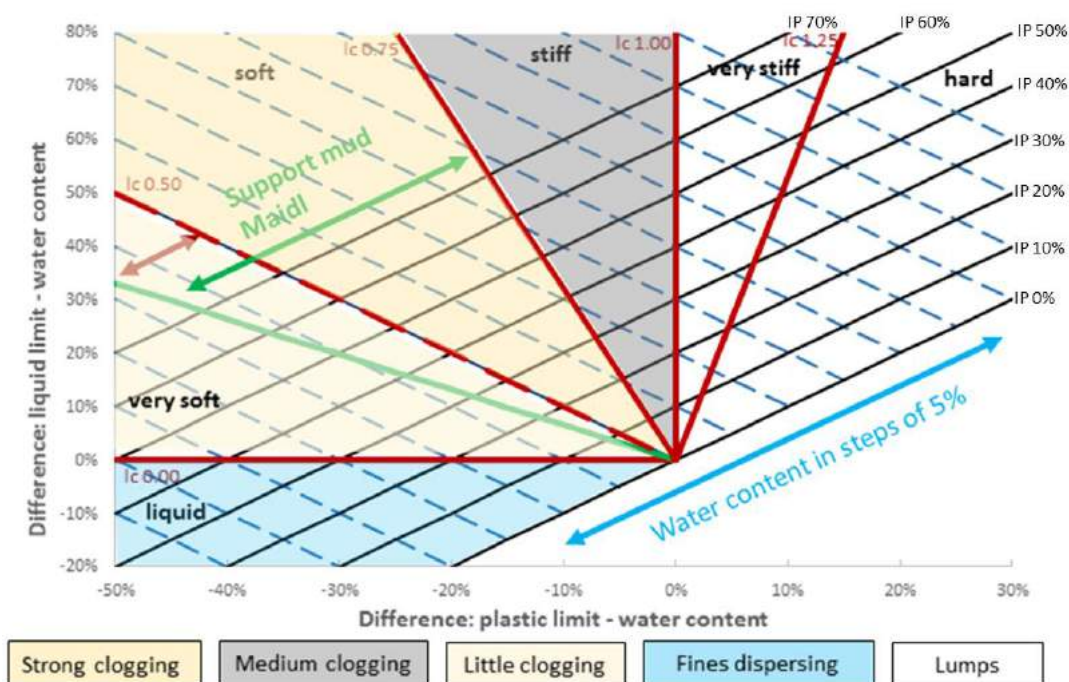


Figura 4 - Diagrama de avaliação do potencial de *clogging*, levando em consideração o índice de consistência do solo e as mudanças no conteúdo de água inserido no sistema por meio de aditivos (HOLLMAN & THEWES, 2012).

Adicionalmente, podem ser realizados ensaios em laboratório bastante simplificados, com uma bateadeira e um aparato que permite a queda da pá da bateadeira, conforme detalhado nos trabalhos de Oliveira *et al.* (2019), Oliveira (2018) e Oliveira & Aguiar (2021) (Figura 5). Com este teste de laboratório é possível, também, definir quais aditivos são mais eficientes em diminuir o potencial de *clogging*, ou, até em alguns casos, aumentar. Esta metodologia já vem sendo aplicada na Alemanha para fase iniciais e executivas de projetos de túneis.

Finalmente, há que se atentar que problemas em tuneladoras devido ao *clogging* não ocorrem apenas no caso de escavações em solo, mas, principalmente, em rocha, no caso de rochas brandas com presença de argilo-minerais, conforme detalha Thewes & Hollman (2016). E o grande desafio neste caso é que não se faz os limites de Atterberg para rochas, apenas para solos. Entretanto, para a máquina, estas rochas deixam de ser rochas rapidamente assim que as ferramentas na cabeça de corte raspam a rocha, rapidamente a pulverizando e, no caso de existência de minerais argilosos, levando ao *clogging*. Para se reconhecer este potencial de *clogging*, a alternativa é transformar a rocha branda em solo, ralando-a com um ralador de cozinha, procedendo com os limites de Atterberg e, posteriormente, com os testes de verificação de potencial de *clogging* (OLIVEIRA & AGUIAR, 2021). Deve-se esperar o mesmo desafio nos trechos hidrotermalizados de sedimentos da Bacia Sedimentar de São Paulo, principalmente na hidrotermalização da camada argilosa denominada de Taguá.

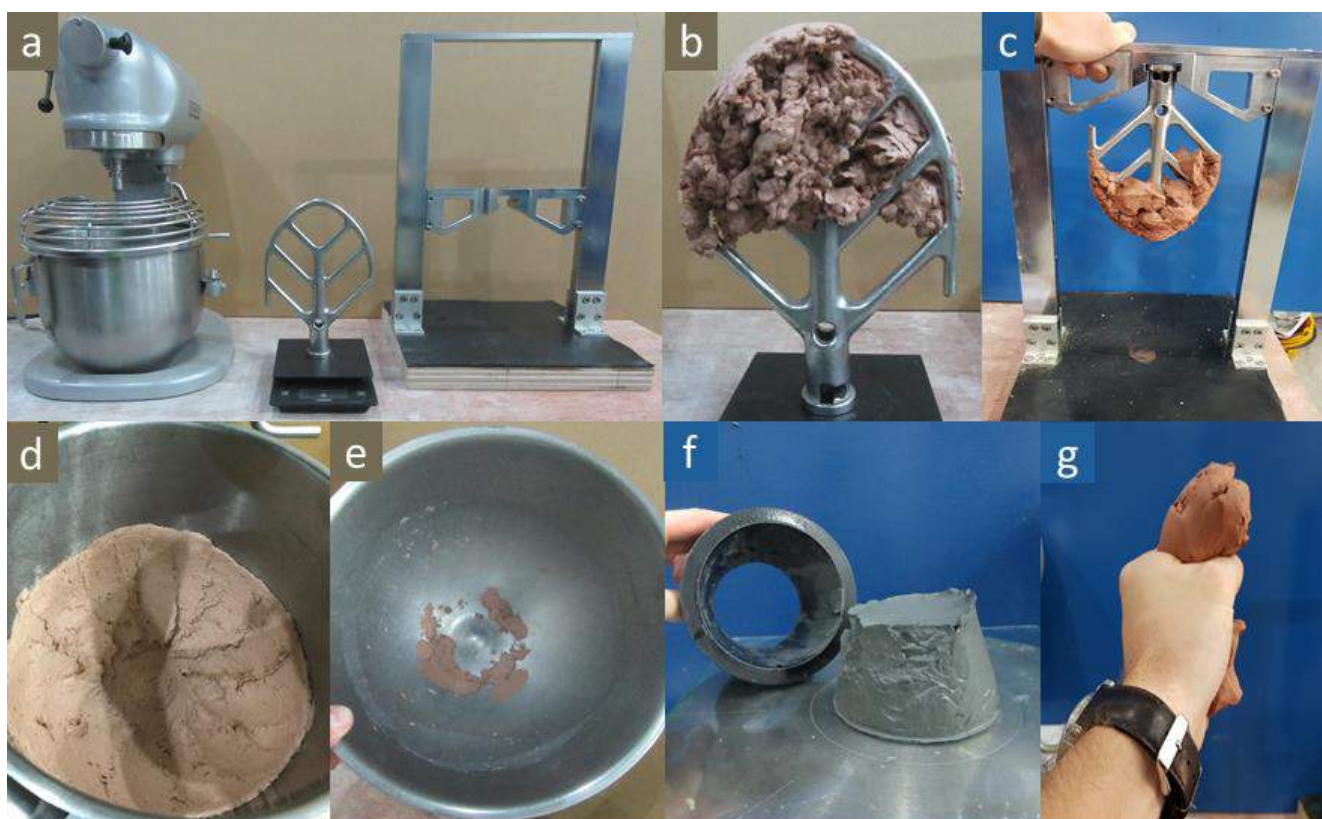


Figura 5 - Metodologia de teste: a- batedeira, pá e ATUR, b- pá com o solo, c- ATUR, d & e- diferentes condições de material grudado na tigela, f- teste de mesa de fluxo, e g- aperto do solo, como uma complementação de sua caracterização (OLIVEIRA *et al.*, 2019, OLIVEIRA & AGUIAR, 2021)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É essencial ter em mente que a operação de uma tuneladora se aproxima de um processo industrial, com elevado grau de automação e diversas atividades ocorrendo concomitantemente durante a escavação. Assim como em túneis escavados por métodos convencionais, uma caracterização apropriada do material a ser escavado tende a otimizar todo este processo de escavação, que não se reduz, neste caso da mecanizada, apenas à frente de escavação, mas ao processo integrado de escavação, transporte e depósito de material.

Há casos de escavações, por exemplo, onde não foi estimado com antecipação o potencial de *clogging* em rochas brandas, o uso de aditivos foi limitado devido às restrições ambientais, restando apenas a utilização de água para diminuir a ocorrência de *clogging*. Isto levou à uma produção de um material escavado demasiadamente líquido, que não atendia as especificações para ser transportado em esteira, tampouco havia espaço suficientemente dimensionado no bota-fora temporário, afetando todo o avanço da tuneladora. Esse material acabava se depositando logo abaixo da saída da válvula gaveta do parafuso, tendo que ser retirado manualmente, ou seja, criando aí, e no bota-fora temporário, todo o gargalo do processo. Duhme (2017) se aprofunda exatamente nestas particularidades de logística em uma escavação mecanizada, apontando gargalos nas obras, que muitas vezes está diretamente, ou indiretamente, relacionados às características geológico-geotécnicas.

Consequentemente, o primeiro passo de sucesso nas escavações mecanizadas é justamente o reconhecimento e detalhamento de todos os aspectos geológico-geotécnicos relevantes. Uma caracterização do material a ser escavado, seja este solo ou rocha, assim como o efeito do condicionamento nestes solos, deve ser realizada até mesmo na fase de projeto básico, devendo ser detalhada ainda mais durante a fase executiva. Apenas dessa forma será possível obter o maior potencial

que estas máquinas realmente podem nos oferecer. Quanto mais contarmos apenas com o procedimento de tentativa e erro durante a fase de construção, mais chances daremos para que acidentes ocorram.

Finalmente, um outro aspecto essencial de ser mencionado é com relação a reutilização do material de escavação, sendo que há muitas pesquisas e desenvolvimentos nessa direção, principalmente devido a tendência mundial de incentivar cada vez mais processos sustentáveis. É necessário que a escolha do produto químico ideal para uma obra não afete as propriedades do material escavado, principalmente não infringindo a legislação ambiental. Ao se produzir largas quantidades de rejeito, dependendo da classe, haverá um acréscimo significativo no custo da obra. Por um outro lado, se este mesmo material pode ser selecionado e reutilizado, haverá um decréscimo também significativo. Ou seja, a caracterização dos materiais condicionados também deverá levar aos estudos das possibilidades de reutilização destes.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à DAUB, na figura do Dr. Roland Leucker, pela autorização de publicação das figuras do documento citado e ao Engenheiro Edson Peev, da Herrenknecht Brasil, pela valiosa revisão.

REFERÊNCIAS

- [1] CLASSEN, J.; **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.
- [2] DAUB - Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. German Tunnelling Committee (ITA-AITES); **Empfehlungen zur Auswahl von Tunnelbohrmaschinen**; 2021, [on-line], https://www.daub-ita.de/fileadmin/documents/daub/gtcrec1/DAUB_2021-03_-_Empfehlungen_Tunnelbohrmaschinen_DE_final.pdf, 2021.
- [3] DELLA VALLE, N.; **Boring through a rock-soil interface in Singapore**. Proc. of RETC 2001: 633-645, 2001.
- [4] DUHME, R.; **Deterministic and Simulation Based Planning Approaches for Advance and Logistic Processes in Mechanized Tunneling**; Tese de doutorado; Universidade de Ruhr Bochum, 2017, Alemanha.
- [5] HERRENKNECHT, M., THEWES, M., AND BUDACH, C.; **The development of earth pressure shields: from the beginning to the present** (Entwicklung der Erddruckschilde: Von den Anfängen bis zur Gegenwart). Geomechanics and Tunnelling 4 (1): 11-35, 2011.
- [6] HERRENKNECHT, M.; **Innovations in Mechanized Tunnelling since 1970**. Muir Wood Lecture 2019 ITA-AITES WTC 2019, Nápoles.
- [7] HOLLMANN, F.; THEWES, M.; **Evaluation of the tendency of clogging and separation of fines on shield drives**. Geomechanics and Tunnelling 5, p. 574-580, 2012.
- [8] ITA-AITES; **Recommendations on the development process for mined tunnels**; Working group No. 14 Mechanized Tunnelling ITA, 2016.
- [9] MAIDL, B., HERRENKNECHT, M., MAIDL, U. & WEHRMEYER, G.; **Mechanised shield tunneling**. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2012.
- [10] OLIVEIRA, D.G.G.; DIEDERICH, M.S.; **TBM interaction with soil-rock transitional ground**. TAC 2016 Annual Conference, Ottawa, 2016.
- [11] OLIVEIRA, D.G.G.; DIEDERICH, M.S.; THEWES, M.; FREIMANN, S.; AGUIAR, G.; **EPB conditioning of mixed transitional ground: investigating preliminary aspects**. ITA-WTC 2017, Bergen, ITA-AITES, 2017.
- [12] OLIVEIRA, D. G. G. **EPB excavation and conditioning of cohesive mixed soils: clogging and flow evaluation**. Tese de doutorado, Queen's University, Kingston, 282p, 2018. <http://hdl.handle.net/1974/24867>.
- [13] OLIVEIRA, D.G.G.; THEWES, M.; DIEDERICH, M.S.; **Clogging and flow assessment of cohesive soils for EPB tunnelling: laboratory methodology and soil characterisation**. Tunnelling and Underground Space Technology 94, 2019, doi: 10.1016/j.tust.2019.103110.
- [14] OLIVEIRA, D.G.G.; AGUIAR, G.; **Estimativa do potencial de clogging e trabalhabilidade de materiais coesivos para escavações com tuneladora EPB**; RBGEA, 1ª edição, 2021.
- [15] PENN, S.; HOLZHUBER, M.; **Project implementation as partners of the Filder Tunnel and Ober- and Untertürkheim approach lines on the line Stuttgart-Ulm**; Geomechanik und Tunnelbau 5(6), 2012, DOI: 10.1002/geot.201200061.

- [16] SHIRLAW, N.; **Pressurized TBM tunnelling in mixed face conditions resulting from tropical weathering of igneous rock.** Tunnelling and Underground Space Technology 57: 225-240, 2016.
- [17] THEWES, M.; **Schildvortrieb mit Flüssigkeits-oder Erddruckstützung in Bereichen mit gemischter Ortsbrust aus Fels und Lockergestein.** Geotechnik 27: 214-219, 2004.
- [18] THEWES, M.; BURGER, W.; **Clogging risks for TBM drives in clay.** Tunnels and Tunnelling International 36, p. 28-31, 2004.
- [19] THEWES, M.; **TBM tunnelling challenges - redefining the state of the art.** Keynote Lecture at the ITA-AITES WTC 2007, Prague.
- [20] THEWES, M., BUDACH, C., BEZUIJEN, A.; **Foam conditioning in EPB tunnelling. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground - Viggiani:** 127-135, 2012.
- [21] THEWES, M., HOLLMANN, F.; **Assessment of clay soils and clay-rich rock for clogging of TBMs.** Tunnelling and Underground Space Technology 57: 122-128, 2016. doi: 10.1016/j.tust.2016.01.010
- [22] WEHRMEYER, G.; OLIVEIRA, D.G.G.; **Schnecken- und Bandförderung beim maschinellen Tunnelvortrieb.** 2020. Tunnelbau 2020 (1).

BENTONITAS PARA APLICAÇÃO EM GRAUTES BICOMPONENTES PARA USO EM TÚNEIS (*BACKFILL GROUT*)

Roberto Dakuzaku & Adriana Falcochio Rivera

S. Takashima Consultoria em Tecnologia da Construção Ltda., São Paulo, Brasil

Pedro Paulo F. Gouveia Filho

Bentonit União Nordeste Ltda.

Resumo: As bentonitas são argilos-minerais do grupo das esmectitas e podem ser encontradas na natureza de diversas formas, sendo as mais comuns a SÓDICA e a CÁLCICA. Estas duas denominações referem-se ao cátion livre em sua composição. No Brasil encontramos naturalmente as bentonitas cálcicas, já as bentonitas sódicas são encontradas naturalmente em depósitos na Argentina (Patagônia) e nos EUA (Estado do Wyoming). As bentonitas cálcicas podem ser transformadas em sódicas por meio de um processo químico chamado ATIVAÇÃO, que consiste na adição de carbonato de sódio (barrilha) e assim trocando quimicamente o cátion livre. As bentonitas sódicas são as únicas que apresentam inchamento na presença de água, portanto são as que têm mais vastas aplicações na indústria e na engenharia civil.

A capacidade de inchamento é apenas uma das propriedades das bentonitas sódicas, as outras capacidades de interesse neste trabalho são: tixotropia, impermeabilização e resistência a compressão. Esta bentonita específica para misturas com cimento, foi desenvolvida em 2005 especialmente para a obra da Linha 4 do Metrô de São Paulo. Após a realização da aplicação dos anéis de estabilização da seção em túneis escavados é realizada a injeção de contato entre os elementos e o terreno natural. Para este preenchimento são utilizados grautes denominados bicomponentes, compostos por uma mistura de cimento, bentonita, água e aditivos. A bentonita tem um papel especial na estabilização da calda e no comportamento do graute endurecido, sendo de suma importância a avaliação dos requisitos técnicos necessários e controle para aplicação. Neste sentido, apresentamos neste artigo, as principais características necessárias à bentonita, ensaios para avaliação de desempenho e cuidados no uso e aplicação no graute bicomponente com base na experiência das obras da Linha Amarela do Metrô de São Paulo e Linha Sul do Metrô do Rio de Janeiro.

1 INTRODUÇÃO

“*Backfill Grouting*” é o enchimento do vazio, com graute, entre os anéis de concreto e a escavação, no *Backup* do TBM, processo fundamental em obras de túneis executados por *Shield* TBM. Este método de natureza polivalente proporciona excelente estabilidade de empuxo durante escavação de túneis com tuneladoras EPB, *Slurry* TBM e outros equipamentos semelhantes minimizando problemas causados por afundamentos da superfície sobre o túnel em escavação.

O afundamento de superfícies é uma das principais preocupações dos empreiteiros e engenheiros executores de projetos de estruturas subterrâneas e escavação de túneis. Muito vulnerável ao afundamento de superfícies em um centro urbano são os edifícios mais antigos e monumentos importantes que constituem os principais marcos das cidades no mundo inteiro.

Com o objetivo de preservar essas estruturas durante a escavação de túneis com emprego de máquina tuneladora, um processo de grauteamento para preenchimento do vazio anelar entre a escavação e o revestimento do túnel empregando calda de cimento com adição de bentonita e aditivo acelerador de pega injetável na forma de dois componentes líquidos foi concebido no Japão há mais de 30 anos.

Atualmente, este processo de grauteamento está generalizada nos grandes projetos de túneis em todo o mundo dado sua praticidade e segurança

2 BREVE HISTÓRICO DO USO DE BENTONITAS

Bentonita é o nome usado para uma gama de argilas que podem inchar e gelificar quando dispersas em água. O nome "bentonita" origina-se da descoberta deste tipo de argila perto do forte Benton, EUA, no século XIX. Esta era uma bentonita de sódio natural, e foi explorada extensivamente por muitos anos em Wyoming e Dakota para perfuração de poços de petróleo.

A bentonita é um mineral natural, o que significa que levou milhões de anos para se tornar o que é. A história da bentonita começou em vulcões centenas de milhões de anos atrás, quando a lava derretida foi ejetada (muitas vezes de forma explosiva) espalhando cinzas vulcânicas sobre a maior parte da terra existente. À medida que essa cinza pousou na terra, foi erodida pela chuva e pelo vento até o local de descanso mais baixo que pôde encontrar, há mais de noventa milhões de anos. Com o tempo, os sedimentos vulcânicos se acumularam para formar várias camadas de várias profundidades e com menos água. Essa concentração tornou elementos como o sódio livremente disponíveis para reagir com os silicatos, alumínio e magnésio que constituem a espinha dorsal das moléculas de bentonita.

Pela sua capacidade de se combinar com a água formando gel, o seu uso de multiplicou ao longo do tempo, sendo aplicada atualmente em mais de 100 áreas, sendo que podemos destacar as seguintes:

- Fundição.
- Pelotização e aglomeração.
- Filtrantes e clarificantes.
- Construção civil.
- Perfuração.
- Tintas.
- Nutrição animal.
- Papel.
- Cerâmica.
- Revestimentos geossintéticos.

Na construção civil, seu principal uso é na estabilização de paredes de escavação, principalmente em estacas escavadas e paredes diafragmas.

Em território brasileiro, a exploração da bentonita para construção civil se iniciou na década de 50.

2.1 GRAUTE BICOMPONENTE

No início de 1983, a Nishimatsu Construction Company estava trabalhando na construção de um túnel 1.3 km na cidade de Osaka, linha de metrô Midosuji com uma tuneladora fabricada pela Kawasaki Heavy Industries com diâmetro de 6,98m tipo *Slurry* TBM. Durante a fase de projeto, preocupações foram levantadas quanto aos problemas percebidos decorrentes da combinação de conduzir a tuneladora em uma curva, ao mesmo tempo em que terminava uma direção, uma vez que a parte final da direção incluía uma curva $R = 160$ m. A Nishimatsu Construction Corporation solicitou à TAC Corporation que criasse uma solução para mitigar os riscos representados pelo corte excessivo em uma posição tão vulnerável.

Duas soluções foram apresentadas; o primeiro era aplicar uma mistura de argamassa de enchimento de alto teor de ar contendo 80% de ar que deveria ser sacrificada, uma vez endurecida, conforme a máquina se movia em torno da curva. No entanto, isso foi descartado devido ao fato de que uma vez que a máquina começou a conduzir através da curva, a argamassa sacrificada em um lado, seria substituído por um novo vazão no lado oposto do TBM, negando assim o efeito do material injetado no primeiro lugar. O segundo, usar uma combinação de argila-areia (bentonita), cinzas volantes e espessante para

criar um material não endurecido com alta viscosidade e baixa resistência ao atrito para lubrificar a máquina através da curva foi adotada. Esta opção fluiria livremente em torno de toda a máquina durante a movimentação sob a pressão aplicada pelo movimento de avanço da tuneladora. O material denominado "*Clay-Shock*", foi adotado em conjunto com um sistema de estabilização de segmento denominado "*Método Mini-Packer*", e a curva difícil foi conduzida, completando o túnel conforme planejado.

Apenas algumas semanas depois que o túnel foi concluído e os dados finais foram analisados pelo escritório da Nishimatsu na cidade de Osaka, foi descoberta uma variação perceptível no assentamento entre o *shield* e o maciço durante um avanço em linha reta e um avanço em curva. Durante os avanços em linha reta, em alguns trechos, havia um recalque mensurável de 3 a 5 mm, e durante os trechos curvos esperavam-se que fossem maiores. No entanto, o recalque durante o percurso curvo foi reduzido a zero. A única diferença foi a injeção de *Clay-Shock* no sobre corte durante as curvas.

Com base nesse resultado, um novo processo empregando materiais não endurecidos para limitar o recalque durante a escavação foi descoberto. Essa descoberta se tornaria a base de um novo ramo de pesquisa de materiais para a TAC Corporation, que orientaria os próximos 30 anos de desenvolvimento de materiais para a empresa [1].

No Brasil, o graute bicomponente foi utilizado pela primeira vez no Lote 1 da Linha 4 Amarela do Metrô de São Paulo.

No metrô do Rio de Janeiro, trecho Sul, em função do tipo de solo escavado arenoso, exigiu-se da bentonita um bom desempenho não somente no graute bicomponente, mas também na estabilização do solo da frente de escavação nas paradas hiperbáricas para manutenção dos equipamentos e trocas dos discos de escavação. A partir desta experiência, a necessidade de verificar diversas propriedades da bentonita para sua aplicação em tuneis mecanizados foi introduzida.

3 TIPOS DE BENTONITA

As bentonitas são argilos-minerais oriundos de derramamentos vulcânicos. Na natureza encontramos diversos tipos de bentonitas, que são classificadas e nomeadas pelo CÁTION LIVRE, sendo as mais encontradas na natureza a BENTONITA CÁLCICA e a BENTONITA SÓDICA.

Em nosso país, só há ocorrência de bentonitas cálcicas. Elas são extraídas nos estados da Paraíba e da Bahia.



Figuras 01 e 02 - Vista aérea da planta da Bentonit União para extração e beneficiamento de bentonita cálcica no estado da Paraíba (arquivo pessoal)

As BENTONITAS SÓDICAS são encontradas principalmente nos Estados Unidos, no estado de Wyoming e na região da Patagônia Argentina. Esta tem um uso muito maior e seu emprego alcança quase todas as cadeias produtivas da indústria.

É utilizada na fabricação de sabões em pó, como elemento agregador para areia em moldes de areia em fundição, como agente aglomerante para pelletização de minérios de ferro, como areia sanitária para pets, fluido de perfuração de poços de petróleo, produtos de higiene e na indústria da construção civil como fluido estabilizante de solos em escavações de Paredes Diafragmas, fluido de estabilização em perfurações direcionais (HDD), como componente do traço de *coulis* (bentonita+cimento+areia+água) impermeabilizante de *CUT-OFFs* em barragens de terra, como barreira secundárias em misturas com o solo como impermeabilizante em aterros sanitários e como elemento de aterramento para dissipação de energia e calor em lançamentos de cabos de alta voltagem.

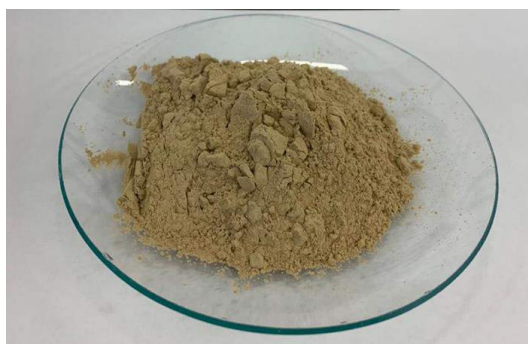


Figura 03 - Exemplo de bentonita sódica ativada marca Permagem, fabricada pela Bentonit União (arquivo pessoal)

As bentonitas cálcicas podem ser transformadas em sódicas através da adição de barrilha e efetuar assim a troca catiônica dos cátions livre de cálcio pelos de sódio, tornando assim a bentonita cálcica em uma bentonita sódica ativada, que possui as características da bentonita sódica natural.

As bentonitas sódicas ativadas podem ser de alta qualidade ou de baixa qualidade, isto se dá pelo processo adotado na ativação, isto é, na troca do cátion livre cálcio pelo cátion livre sódio. O processo de ativação de uma bentonita cálcica para uma bentonita sódica ativada se dá por meio do fluxo apresentado na Figura 04.



Figura 04 - Fluxograma do processo de ativação

O processo de ativação é um processo delicado, aonde a bentonita cálcica se transforma em bentonita sódica. O processo deve ser muito bem controlado e rigorosamente supervisionado, a fim de garantir uma taxa alta de ativação, isto é, a troca catiônica do cátion cálcio pelo cátion sódio.

O fluxograma mostra a sequência das várias etapas da ativação, sendo a etapa de adição da solução de barrilha a que requer maior atenção durante todo o processo. A barrilha em solução é dispersa sobre o monte de argila, ainda cálcica e quando em contato com os cátions livres de cálcio ocorre assim a troca catiônica e agregando o cátion livre sódio.

A produção da bentonita sódica ativada especialmente desenvolvida para misturas com cimento, há uma etapa a mais, a fim de garantir a adição de mais cátions livre de sódio, o que irá garantir que todas as propriedades requeridas e desejáveis da bentonita ocorram mesmo em presença de cimento. É muito importante utilizar uma barrilha de qualidade para a ativação. As bentonita sódicas ativadas especialmente desenvolvidas para misturas com cimento são um fator para se alcançar o sucesso de um graute bicomponente de qualidade.

4 USO DA BENTONITA EM DEMAIS ÁREAS NO PROCESSO DE TÚNEIS MECANIZADOS

Além do uso em grautes bicomponentes, a calda composta por água e bentonita, também denominada como "*slurry*", é utilizada também para a lubrificação da cabeça de perfuração da tuneladora e como para estabilização da frente de escavação nas paradas de manutenção dos discos de corte.

Durante o desenvolvimento dos trabalhos de qualificação da calda para a Linha 4 Sul do Rio de Janeiro, foi tomado um cuidado especial na avaliação da formação do "*cake*" na frente de escavação. O sistema utilizou um equipamento que funcionou no sistema EPBM (*Earth Pressure Boring Machine*) no trecho de escavação em areia e possuía 11,90 m de diâmetro, onde pouco se conhecia o comportamento do conjunto e quais parâmetros considerar na formação do "*cake*" na frente de escavação. Foi sim uma aplicação diferenciada da bentonita numa EPB, uma mudança feita especificamente para este projeto, conforme relata em detalhe Maidl & Pierri [9].

Na época da execução, tinha-se experiência apenas com túneis mecanizados de grande diâmetro em solos argilosos, o que facilitava a estabilização da frente de escavação sem grandes tratamentos adicionais. Solos arenosos argilosos foram escavados também em São Paulo, mas não com tão baixa coesão como as areias do Rio de Janeiro. Outro requisito é que esta calda composta por água e bentonita fosse estável por um longo período, para que não ocorresse a decantação de sólidos em tanques ou tubulações, ocasionando o seu entupimento.

Devemos considerar que túneis em áreas urbanas tem pouca área disponível para estocagem de materiais, assim a bentonita aplicada nas obras tem como pré-requisito atender tanto a formulação de grautes bicomponentes como as caldas de lubrificação e estabilização da frente de escavação.



Figuras 05 e 06 - Silos de estocagem de calda (*slurry*) composta por bentonita e água e misturador, ambos no interior de túnel de apoio durante a execução da Linha 4 Sul do Metrô do Rio de Janeiro (arquivo pessoal)

5 CARACTERÍSTICAS NECESSÁRIAS PARA USO EM GRAUTE BICOMPONENTE

As bentonitas sódicas possuem a capacidade de inchamento em presença de água e é este inchamento que fornece as principais características para a construção civil: inchamento, filtrado e formação de "cake".

Para a mistura com cimento foram desenvolvidas bentonitas especiais, com grande quantidade de sódio livre, capaz assim de inibir a troca catiônica com o cálcio presente no cimento.

Quando as bentonitas possuem mais cátions livres de sódio, estes são utilizados como cátions de sacrifício, isto é, não há como inibir a reação de troca catiônica, mas podemos utilizar cátions de sacrifício, mantendo assim as características desejáveis das bentonitas. Por isto quando na presença de cimento, seja nos *coulis* (água+areia+bentonita+cimento) ou nos grautes bicomponentes é desejável a utilização de bentonitas sódicas especialmente desenvolvidas para mistura com cimento.

Quanto a sua composição química, não dispomos de normas nacionais para definição de parâmetros, porém, como referência, apresentamos na Tabela 1 a composição química de uma bentonita sódica ativada para uso em caldas e graute bicomponente.

Principais componentes	% em peso
Sílica (SiO ₂)	64
Alumina (Al ₂ O ₂)	15,5
Ferro (Fe ₂ O ₃)	5,2
Magnésio (MgO)	2,0
Cálcio (CaO)	1,2
Sódio (Na ₂ O)	3,6
Óxido de Titânio (TiO)	<1
Óxido de Potássio (K ₂ O)	<1
Perda ao Fogo	9,0

Tabela 1 - Principais componentes da bentonita sódica ativada

Em referência às propriedades da bentonita, assim como no caso das características químicas, temos como referência a experiência dos fabricantes conforme requisitos e necessidades dos empreendimentos, não tendo uma norma nacional específica para sua caracterização.

Na Tabela 02 a seguir apresentamos ensaios de propriedades gerais de uma bentonita sódica ativada. Estes valores podem variar conforme fabricante e necessidade de adequação da bentonita à qualidade da água disponível para uso.

Propriedade	Valor
Densidade real (g/cc)	2,60 g/cm ³
Umidade	máximo 14%
Viscosidade (4,6% p/p) - APARENTE	mínimo 14cP
Viscosidade (4,6% p/p) - PLÁSTICA	mínimo 4cP
Inchamento	mínimo 25 mL/2g
pH (2g/100mL)	mínimo 9,5
Filtrado API	máximo 24 mL/30'
Resíduo arenoso	máximo 2 %

Tabela 2 - Propriedades gerais da bentonita sódica ativada

5.1 ÁGUA

A água a ser utilizada na dispersão da mistura, primeiramente da bentonita, deve ser limpa, pH neutro e não pode ser salobra.

A finalidade da água é de extrema importância na produção do graute bicomponente. A sua qualidade está intrinsecamente ligada a qualidade final deste. A água tem a função inicial de promover a dispersão de bentonita e garantir assim as propriedades desejáveis da mesma.

A água salobra inibe a reação de inchamento da bentonita, não sendo possível assim sua utilização no graute bicomponente. O pH neutro garante ambiente adequado para que as lâminas da argila se expandam e produzam o inchamento adequado. Para que a mistura de água e bentonita se torne um líquido coloidal é necessária análise da qualidade da água e tais características sejam rigorosamente observadas e controladas. Um ensaio básico para a avaliação da água para uso em caldas é a avaliação de sua dureza, quanto mais minerais pode ser necessário um ajuste com o uso de barrilha ou a incorporação desta na composição da bentonita, evitando a necessidade de instalação de equipamentos para tratamento da água.

Considerando o contato do graute bicomponente endurecido com o concreto dos anéis de revestimento do túnel, recomendável a execução de ensaios das amostras de água de amassamento e do lençol freático conforme norma ABNT NBR 15900.

6 ENSAIOS PARA SELEÇÃO E CONTROLE TECNOLÓGICO

Para a seleção da bentonita e sua posterior aplicação em caldas e grautes bicomponentes, é necessário avaliar as especificações de projeto, instalações para armazenamento da bentonita e operações da produção como prazo de estocagem antes do uso e logísticas de transporte. De um modo geral, com base na experiência adquirida com a tecnologia do graute bicomponente, parâmetros de referência são apresentados na Tabela 3.

Principalmente em relação à calda (*slurry*) para estabilização da frente de escavação quando da realização de intervenções hiperbáricas, podem ter diferenças quanto aos parâmetros necessários, bem como, pode ser necessário o uso de polímeros para garantia da formação do "cake" adequado.

REQUISITOS DA BENTONITA PARA USO EM CALDAS E GRAUTES BICOMPONENTE		
<i>Requisito</i>	<i>Calda: Água + 5% Bentonita (slurry)</i>	<i>Bicomponente - Componente A: Cimento + Água + Bentonita + Aditivo Retardador</i>
<i>Fluidez no funil de Marsh (d= 5mm)</i>	<i>entre 30 e 35 s</i>	<i>entre 30 e 50 s</i>
<i>Estabilidade da solução</i>	<i>vida útil 6 horas</i>	<i>vida útil 6 horas</i>
<i>Exsudação/Expansão</i>	<i>máximo 2% em 2 horas</i>	<i>máximo 4% em 2 horas</i>
<i>Densidade</i>	<i>Variável conforme composição</i>	<i>Variável conforme composição</i>
<i>Viscosidade Aparente</i>	<i>15-25 CP</i>	-
<i>Viscosidade Plástica</i>	<i>11-12 CP</i>	-
<i>Espessura do Reboco</i>	<i>Entre 1 e 2 mm</i>	-
<i>Filtrado API</i>	<i>15-21 ml/30 s</i>	-

Tabela 3 - Requisitos de referência para avaliação de composições para calda e componente A do graute bicomponente considerando ensaios realizados em laboratórios das obras do metrô do Rio de Janeiro e Fortaleza

Para recebimento do material em campo, durante a execução dos serviços, é realizada primeiramente uma inspeção visual para avaliação da modificação de coloração ou existência de grumos, neste segundo caso é realizado um peneiramento para avaliação de material aglomerado. A seguir é realizado

o ensaio de avaliação da viscosidade no funil de Marsh e estabilidade da solução. O ensaio de exsudação também pode ser realizado.

Para a caracterização do componente A do graute bicomponente, recomendados a avaliação do exposto no trabalho GRAUTE BICOMPONENTE - CRITÉRIOS PARA AVALIAÇÃO E PRÁTICA RECOMENDADA PARA O CONTROLE TECNOLÓGICO de mesma autoria deste artigo, apresentado concomitantemente com este trabalho.

Para os ensaios de viscosidade, espessura do reboco ("cake") e filtrado são utilizados os procedimentos presentes na norma Petrobrás EP-1EP-00011-B, que estão também descritas no trabalho Bentonite Support Fluids In Civil Engineering da Federation Of Piling Specialists (UK). A seguir apresentamos o detalhamento dos ensaios apresentados na Tabela 2.

6.1 FLUIDEZ E ESTABILIDADE DA SOLUÇÃO

Nesta primeira etapa, a fluidez da calda é avaliada através de ensaios com o cone de Marsh para caldas (diâmetro do furo de 5 mm). Como referência a dosagem mais utilizada é de 5% de bentonita em relação ao peso de água. Esta quantidade pode variar em função da qualidade da bentonita e dureza da água.

A estabilidade da solução é de extrema importância, pois embora os tanques de estocagem tenham circuladores, os sólidos podem se decantar ao longo da tubulação, o que pode causar entupimentos na rede e nem sempre há instalação para recirculação da calda.

O ensaio consiste basicamente na mistura da água com a bentonita, de forma gradual, com auxílio de misturador coloidal, por período de 3 a 5 minutos, até que se observe uma mistura homogênea e sem grumos. Esta calda então é vertida no funil e o tempo cronometrado para que se encha uma proveta de um litro. Em média este tempo está entre 30 e 32 s. Tempos maiores podem indicar uma fluidez não adequada quando se aplica no graute bicomponente.



Figuras 07 e 08 - Mistura de calda de bentonita e água e ensaio de fluidez (RIVERA *et al.*, 2019)

6.2 EXSUDAÇÃO/EXPANSÃO E DENSIDADE

A exsudação e expansão da calda (Figura 09) são avaliadas conforme procedimentos da ABNT NBR 7681-3: 2013 - Calda de cimento para injeção - Parte 3: Determinação dos índices de exsudação e expansão que consiste basicamente no preenchimento de uma proveta com 750 ml da calda e acompanhamento da sedimentação da bentonita, ou seja, sua separação da água.



Figuras 09 e 10 - Ensaios de exsudação e densidade da calda (arquivo pessoal)

Atualmente a qualidade das bentonitas disponíveis no mercado permitem que em até 24 horas não seja possível a determinação da ocorrência da exsudação, porém, seu comportamento pode variar muito em função da dureza da água.

Para a determinação da densidade é utilizada uma proveta, vertendo um litro do material e pesando-se o conjunto. O valor obtido serve de referência para o controle tecnológico, pois pode variar em função da combinação água e bentonita.

6.3 VISCOSIDADE APARENTE E VISCOSIDADE PLÁSTICA

Os fluidos mais comuns são à base d'água e tem como base a dispersão da bentonita em água, entre outros aditivos. A bentonita age como viscosificante, ou seja, aumenta a viscosidade. Quanto maior a dosagem de bentonita, maior a viscosidade.

São fluidos plásticos (não newtonianos), por isso expressamos a viscosidade como viscosidade aparente (VA), pois depende da taxa de cisalhamento. Outros parâmetros importantes são a viscosidade plástica (VP) e o limite de escoamento. Elas representam o comportamento coloidal da bentonita no fluido.

Para execução do ensaio são necessários os seguintes equipamentos e materiais:

- Balança com precisão de 0,01 g.
- Misturador Hamilton Beach com respectivo copo e rotação de 16000 a 20000 rpm (ou *multi mixer*).
- Viscosímetro Fann.
- Água destilada.
- Proveta de 500 ml.

O ensaio consiste em preparar a calda conforme exigências de campo ou uma suspensão contendo bentonita e água destilada no misturador tipo Hamilton Beach conforme procedimentos da norma Petrobrás. Esta mistura fica em repouso por 24 horas, em recipiente fechado, à temperatura ambiente.

Para continuidade, a calda é agitada novamente e transferida para o recipiente do viscosímetro.

No viscosímetro a 600 rpm, a calda é agitada durante dois minutos, e efetuar a leitura (L600) e imediatamente modificada para 300 rpm e, após 15 segundos, é feita nova leitura (L300).

Em termos práticos, um bom fluido deve atender um mínimo de 15 cP de VA e 5cP de VP, para a contenção de frentes de escavações, tem-se os valores da Tabela 2 de referência: Viscosidade Aparente de 15 a 25 cP e Viscosidade Plástica de 11 a 12 cP.

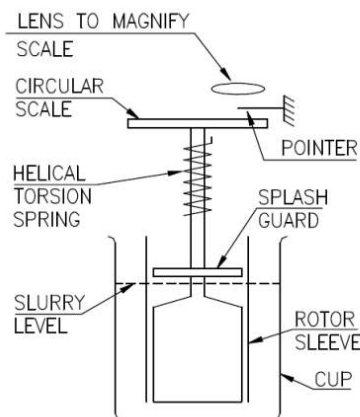


Figura 11 - Viscosímetro tipo Fann (FEDERATION OF PILING SPECIALISTS, 2006)

6.4 ESPESSURA DO REBOCO E FILTRADO

Os fluidos também devem apresentar baixo volume de perda de água para o solo, por isso determinamos o volume de filtrado (VF) por meio de um método de laboratório que consiste em passar o fluido por um elemento filtrante padrão (papel de filtro) com a ajuda de um filtro prensa. O volume filtrado é então coletado e medido. Quanto menor esse volume, melhor o fluido. A altura desta torta de sólidos no papel de filtro também é um reflexo de como esse fluido se comportará na prática.

Segundo Medeiros (2010) a filtração estática axial ocorre pela aplicação de um diferencial de pressão unidirecional e axial sobre um volume de suspensão estável de sólidos o qual se encontra em uma célula de filtração comum que apresenta um meio filtrante (Figura 12). A diferença fundamental frente à filtração dinâmica reside no fato do fluido estar em repouso quando da sua filtração, que ocorre perpendicularmente à seção transversal onde se encontra o meio filtrante. A partir do momento que os poros internos estão obstruídos, inicia-se a deposição de sólidos na superfície do meio filtrante e conseqüentemente a formação do reboco externo. A esse processo dá-se o nome de *transition loss*, uma vez que ela representa o limiar entre a filtração inicial (*spurt loss*) e a filtração propriamente dita, segunda etapa da filtração estática e a qual já apresenta seu reboco devidamente estável e incompressível. Quando os sólidos suspensos no fluido são predominantemente argilosos, como no caso da bentonita, tem-se a presença de partículas plásticas de caráter laminar, o que favorece a deposição das mesmas paralelamente à superfície do meio poroso.

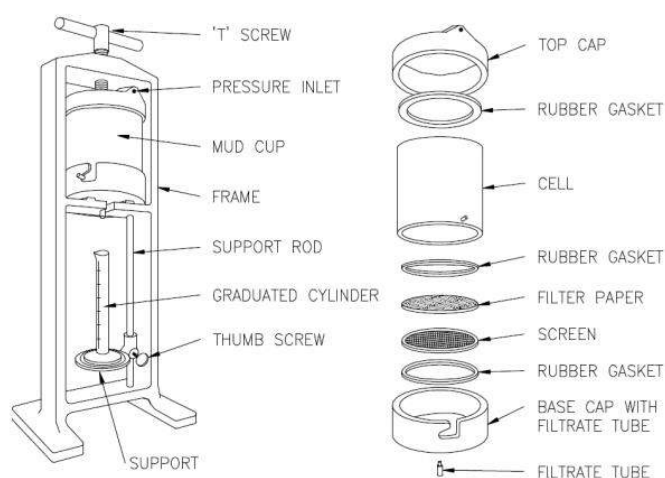
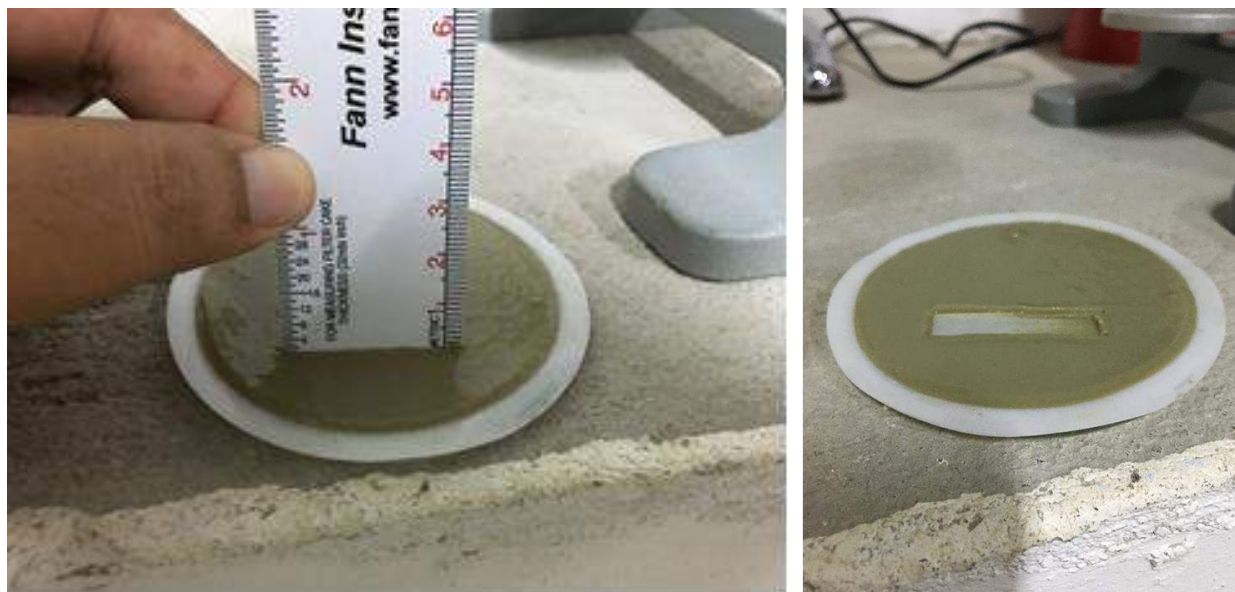


Figura 12 - Detalhe de equipamento Filtro Prensa para avaliação do reboco e filtrado (FEDERATION OF PILING SPECIALISTS, 2006)



Figuras 13 e 14 - Detalhe de formação do reboco uniforme e com espessura de 1 mm
(arquivo pessoal)

Para a realização do ensaio de pegar-se a suspensão de argila preparada no ensaio de determinação da viscosidade e a transfere para o recipiente do filtro prensa contendo o papel de filtro. Aplicar-se a pressão de modo que esta atinja, aproximadamente, 100 ± 5 psi em menos de 30 segundos. Durante 30 minutos, a partir do momento da aplicação da pressão (que deve ser mantida constante), é recolhido o filtrado na proveta.

Realiza-se então uma avaliação da formação do "cake" quanto à homogeneidade do reboco e sua espessura, que deve ser constante.

Faz-se também a leitura do líquido passante pelo filtro (filtrado) e é avaliado quanto aos parâmetros de referência.

7 RECOMENDAÇÕES PARA TRANSPORTE E ESTOCAGEM

O armazenamento da bentonita deve ser em local apropriado. Deve ser longe de água, por motivos de não a deixar entrar em contato com a água antes da mistura.

A bentonita é altamente higroscópica, isto é, é um material que "puxa" a água e na presença de água ela começa a se hidratar, com isso suas características começam a se desenvolver (inchamento e tixotropia), o que não é desejável.

Em obras de TBMs, normalmente, a bentonita é fornecida em caminhões tipo BULK (pressurizados e fechados) e seu armazenamento é feito em silos verticais pressurizados com conexão direta ao TBM, assim facilitando muito a logística da obra e consequentemente armazenando-a apropriadamente longe do contato com água.

A alimentação do sistema do TBM para a formulação do traço do graute bicomponente se dá de forma automatizada e com balanças eletrônicas acopladas ao TBM. Em obras de fundação e outros tipos de obras, a bentonita, é fornecida em carretas com 27,00 ton em sacos iguais aos de cimento de 25 kg cada ou em *Big Bags*, sacos de rafia com capacidade de conter 1.000,00 kg (1,00 Ton) cada. Seu armazenamento deve ser feito de forma adequada em containers ou abrigada do tempo a fim de evitar as chuvas.

8 CONCLUSÃO

Esse artigo ressalta a importância da bentonita como adição do componente A do graute bicomponente, e a prática recomendada para controle tecnológico do processo. É notória a influência da bentonita nas propriedades como índice de exsudação, índice de fluidez, vida útil da mistura fresca, resistências e estabilidade da calda do componente A.

Nos projetos que apoiamos, o consumo de bentonita no graute bicomponente foi de 50 kg/m³ nos primeiros estudos a 30 kg/m³ na obra de Fortaleza, a redução de consumo se deve aos atuais tipos de cimentos cada vez mais fino facilitando a estabilização coloidal da calda ou *coulis*. Uma calda mais estável requer menos limpeza na linha de bombeamento e menor possibilidade de ocorrer entupimentos por sedimentação ou exsudação da mistura cujo volume de água pode chegar a 88% do graute endurecido que precisa ficar constantemente úmido ou saturado para evitar a secagem da bentonita e altíssima retração da argamassa.

9 AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente ao Shunji Takashima, consultor que tanto contribuiu com sua experiência e dedicação no desenvolvimento de tecnologias para a construção civil. Ao engenheiro Pietro Perruzza da Seli SpA, quem apresentou ao mercado nacional a primeira vez a tecnologia do graute bicomponente e o seu processo de qualificação. A todos os colaboradores dos consórcios Linha Amarela, Via Amarela e Linha 5 Lilás do Metrô de São Paulo, Linha 4 Sul do Metrô do Rio de Janeiro e Consórcio FTS, executor da Linha Leste do Metrô de Fortaleza e fornecedores de insumos, pelo suporte ao desenvolvimento da tecnologia e busca por processos e materiais cada vez mais adequados ao processo de fabricação.

REFERÊNCIAS

- [1] ASHTON P. J., TAKIGAWA S., KANO Y. & Masuoka Y. **Analysis of two-component clay sand backfill injection in Japan** - TAC Corporation, Okayama, Japan, 2018
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7681-1: 2013 - **Calda de cimento para injeção - Parte 1: Requisitos**. Rio de Janeiro, 2013.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7681-2: 2013 - **Calda de cimento para injeção - Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7681-3: 2013 - **Calda de cimento para injeção - Parte 3: Determinação dos índices de exsudação e expansão - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2013.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7681-4: 2013 - **Calda de cimento para injeção - Parte 4: Determinação da resistência à compressão - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2013.
- [6] BUN PARTICIPAÇÕES. ITMA-075 - **Instrução de Trabalho - Determinação da viscosidade, pH e filtrado da bentonita pelo Método da Norma Petrobrás**. EP-1EP-00011-B. Revisão 01. 2020.
- [7] FEDERATION OF PILING SPECIALISTS. **Bentonite support fluids in civil engineering**. Federation of Piling Specialists. 2a Edição. Londres. 2006.
- [8] HENN, R. ET ALL. **AUA Guidelines for backfilling and contact grouting of tunnels and shafts**. Thomas Telford Publications. Londres. 2002.
- [9] MAILDL, U.; PIERRI, J. **Innovative hybrid EPB tunnelling in Rio de Janeiro** - Geomechanics and Tunneling, v. 7, n. 1, p.55-63, 2014
- [10] MEDEIROS, B. **Efeito de Viscosificantes na Filtração de Fluidos de Perfuração à Base Água**. Dissertação: Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. 2010.
- [11] RIVERA, A.; DAKUZAKU, R. **Relatório técnico RT-006/2013 complementar 3 - Graute TBM bicomponente - Estudo de traço e ensaios comparativos para qualificação de fornecedores**. S. Takashima Consultoria e Assessoria LTDA. Rio de Janeiro. 2013.
- [12] RIVERA, A.; OLIVEIRA, E; UCHOA, E. **Procedimento Executivo - Controle e Recebimento dos Materiais do Grouting TBM**. Consórcio Linha 4 Sul. Rio de Janeiro. 2014.
- [13] RIVERA, A.; DAKUZAKU, R.; DALFRE, M. **Procedimento Interno - Controle e Recebimento dos Materiais - Bicomponente**. Consórcio FTS. Fortaleza. 2019.

CICLO DE REBAIXAMENTO DO N.A. E ADENSAMENTO EM SOLO DE ALTERAÇÃO DE GNAISSE EM ESCAVAÇÃO DE TÚNEL DE VIA

R. S. Oliveira, J. A. Schiavon, F. M. Kuwajima

Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Paulo, Brasil

F. Caloni

Infra7 Engenharia e Consultoria, São Paulo, Brasil

L. G. A. Coutinho

Acciona Engenharia Brasil, São Paulo, Brasil

W. J. Giannotti

Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô, São Paulo, Brasil

Resumo: Este trabalho apresenta a análise de segurança da escavação de túnel em solo de alteração de gnaíse com diversas feições geológicas submetida a um ciclo de rebaixamento, inundação, e novo rebaixamento do nível d'água (N.A.), na segunda fase das obras da Linha 4 – Amarela do metrô da cidade de São Paulo. O trecho compreende o prolongamento da linha a partir do Pátio Vila Sônia com a construção da Estação Vila Sônia, Valas e Poços de Ventilação, tendo traçado em túnel de via dupla com escavação pelo método NATM entre o VSE Edmundo Lins e o SE David Matarasso. A geologia local é composta de duas unidades geológicas distintas. Tem-se solos residuais e rochas gnáissicas do embasamento pré-cambriano correspondente ao Complexo Embu, composto de xistos e gnaisses, com espesso perfil de alteração onde estão preservados os elementos estruturais geológicos que condicionam as percolações hidrogeológicas, recobertos por depósitos tecnogênicos. Para mitigar riscos e garantir a segurança do túnel de via dupla, foi feita uma retroanálise dos dados da instrumentação instalada para acompanhar a escavação (marcos superficiais, tassômetros, indicadores de nível d'água e piezômetros). Além disso, foram utilizados dados da instrumentação do poço David Matarasso, que foi executado por escavação sequencial na vertical. Durante a execução do túnel, houve uma paralisação das obras e o poço foi inundado para manter a integridade da escavação. Posteriormente, novo rebaixamento foi realizado para a retomada das obras. Por causa destas etapas executivas, foi necessário avaliar a influência do adensamento dos solos de alteração de rocha juntamente com o efeito do rebaixamento do N.A. sobre o comportamento mecânico do maciço frente às escavações do túnel de via. As análises proporcionaram balizamento para tomar decisões com foco na garantia dos fatores de segurança do projeto.

1 INTRODUÇÃO

As constantes expansões no sistema de transporte urbano de passageiros são realizadas em sua grande maioria com estruturas subterrâneas, necessitando de amplo estudo e análise geológica-geotécnica em seu traçado para adoção da metodologia executiva mais adequada em tal contexto. Na expansão da linha 4 amarela – fase 2 foram utilizadas duas metodologias, o NATM para túneis e o método sequencial vertical para poços de grande diâmetro, em grande maioria. O traçado entre o Poço de Saída de Emergência David Matarasso e o Túnel de Via (T7) entre o poço citado e a vala de Ventilação e Saída de Emergência Edmundo Lins possui geologia local composta de unidades geológicas distintas que serão abordadas com maior detalhe neste artigo. Durante o processo executivo do Poço de Saída de Emergência David Matarasso e o Túnel de Via (T7) com emboque no poço citado, foram realizados ciclos de rebaixamento do nível d'água para possibilitar a escavação, recarga do nível d'água por meio de inundação das obras durante uma paralisação, e novo ciclo de rebaixamento para retomada das obras.

Este processo possibilitou uma análise do comportamento do maciço visando a mitigação dos riscos e garantir a segurança do túnel por meio de uma retroanálise dos dados da instrumentação instalada para acompanhamento técnico das escavações. Assim, este artigo apresenta as análises de influência do adensamento e do efeito do rebaixamento do nível d'água no comportamento mecânico do maciço em meio às escavações do túnel de via.

2 GEOLOGIA LOCAL

O trecho da linha 4 Amarela que contempla a nova Estação Vila Sônia, incluindo túneis de Via e Estacionamento, Poços de Serviços, Ventilação e Saídas de Emergência, foram escavados sob o predomínio de solos residuais de alteração de rochas do Complexo Embu, com restrita ocorrência de solos terciários da Formação São Paulo, interceptados na escavação do túnel singelo de estacionamento de trens.

Segundo Monteiro *et al.* (2012), o complexo Embu destaca-se como domínio tectônico pertencente à Faixa Ribeira, o qual ocupa uma extensa faixa de afloramentos com direção NE-SW, constituído por xistos, filitos, migmatitos, gnaisses migmatizados e corpos lenticulares de quartzitos, anfibolitos e rochas calciossilicáticas. Limitado ao norte pelo sistema de Falhas do Taxaquara e do Rio Jaguari e ao sul pela Falha de Cubatão, separando-o dos grupos São Roque e Serra do Itaberaba.

Os eixos de escavação foram predominantemente executados em solos de alteração de rochas gnáissicas e xistosas do Complexo Embu, onde o solo apresenta estruturas reliquias da rocha geradora, com preservação de fraturas, bandamentos e foliações que constituem condicionantes de deslocamento. As escavações oscilaram entre os horizontes Saprolítico, Residual Jovem e Residual Maduro, prevalecendo comportamento de solo desplante. A Figura 1 apresenta uma representação do perfil geológico da região de análise.

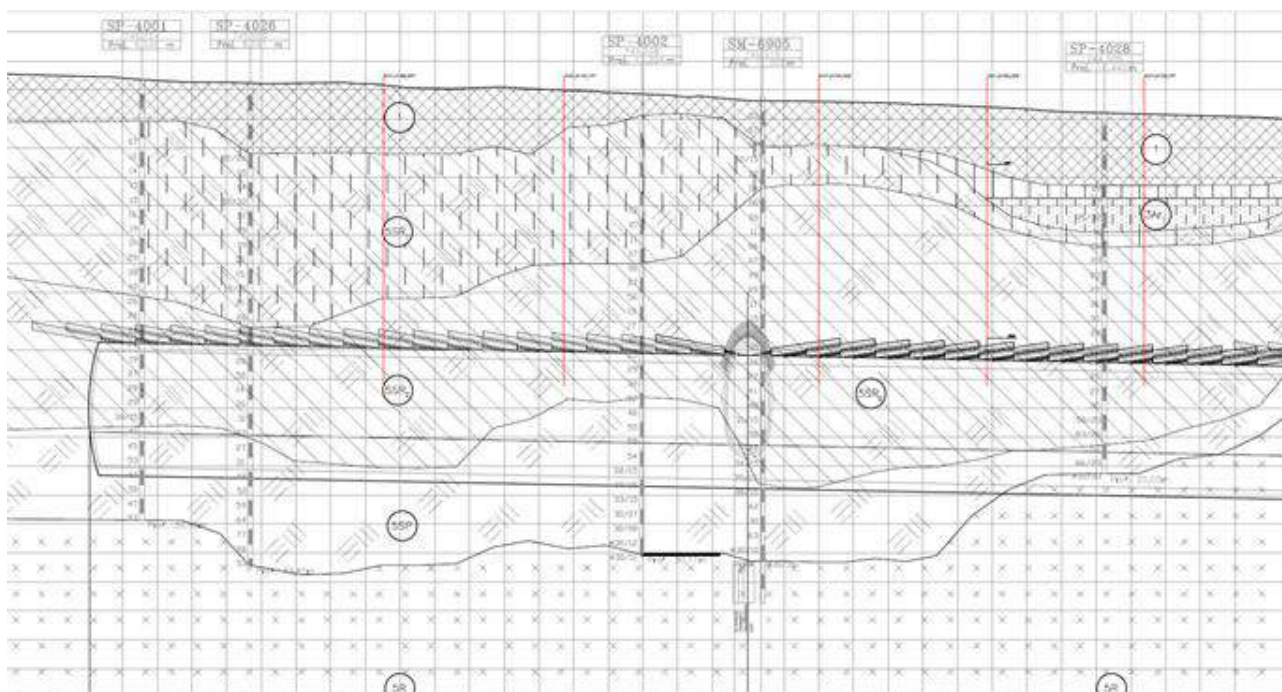


Figura 1 - Perfil geológico local da região assumida para a retroanálise. Fonte: Projeto Executivo

O Complexo Embu constitui embasamento cristalino para a bacia sedimentar de São Paulo e a região de implantação da Fase 2 da Linha 4 Amarela foi implantada na borda da Bica, porém, com ocorrência restrita de solos terciários, em tetos soerguidos em zonas de falhas. Nas escavações do túnel singelo, em trecho de baixa cobertura e alto topográfico, interceptou-se solos arenosos e argilosos da Formação São Paulo.

O poço para Saída de Emergência e Ventilação de David Matarasso, objeto e estudo deste artigo, foi totalmente escavado em solos residuais de gnaisses do Complexo Embu. As escavações representam a coluna de horizontes de alteração completa, interceptando rocha sã ao fundo das escavações. A laje de regularização do poço foi executada sobre rocha.

As escavações foram executadas com auxílio de sistema de rebaixamento por poços com bombas submersas (PBS), além de drenos horizontais profundos (DHP), acoplados a um sistema a vácuo. O Modelo hidrogeológico é regido pelas fraturas reliquiárias nos horizontes de alteração, constituindo aquíferos de fissuras de baixa percolação, apresentando maiores vazões em fraturas orientadas a NW-SE.

2.1 NÍVEL DE ÁGUA

Foram analisados os dados de todos os instrumentos de leitura do nível de água (N.A.) que foram instalados e monitorados na região da seção km 1,5+93,309. Com base nesses dados, a primeira característica que chama atenção diz respeito aos picos de elevação do nível d'água. A Figura 2 exemplifica os dados do N.A. a partir das leituras dos piezômetros PZ-09 e PZ-10. Utilizou-se dados do INMET, com os dados de chuva acumulada em 24 horas para a unidade meteorologia do Mirante de Santana, a mais próxima disponível da região de análise. Ao comparar as datas dos picos dos medidores de nível de água com os dados de pluviometria, verificou-se que os picos estão claramente associados com dias de chuva intensa. Considera-se, portanto, que os medidores que apresentam picos de leitura foram inundados de topo. A própria análise do comportamento mostrado na Figura 2 evidencia este fato: a subida do pico é "instantâneo", enquanto a descida é típica de infiltração. Assim os picos serão desprezados. Os dados cronológicos das atividades para comparação das respostas dos instrumentos são apresentados na Tabela 1.

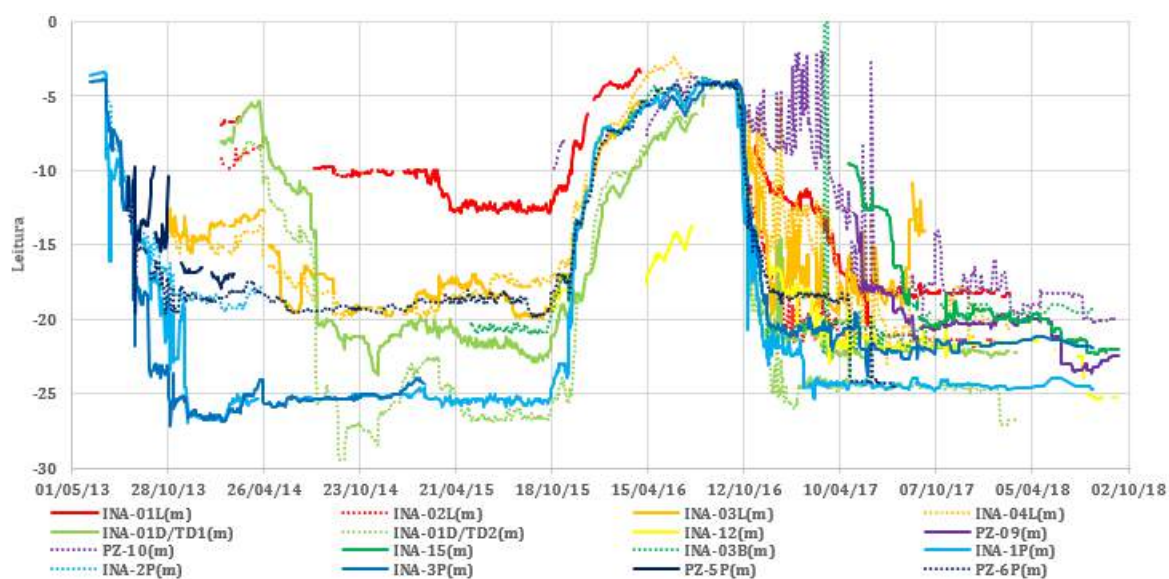


Figura 2 - Indicadores de nível d'água e piezômetros na região de retroanálise. Fonte: Compilado de leituras de instrumentação realizados por Rodolfo S. de Oliveira e Flávio M. Kuwajima a partir do SACI da CMSP

Grosso modo, considera-se que as primeiras leituras iniciaram em 04/06/2013 quando iniciou um grande rebaixamento do nível de água na região do poço David Matarasso (profundidade de ~4 m para ~27 m). A execução do túnel de ligação causou um rebaixamento adicional na região da seção km 1.5+93.309. Depois o poço e o túnel de ligação foram inundados até aproximadamente o nível de água original e então rebaixado novamente. Toda essa movimentação do nível de água até aproximadamente 24/02/2017 tinham pouca influência do poço David Matarasso e respectivo túnel de ligação em termos de variação de tensão por conta da escavação e revestimento. Ou seja, os recalques observados na região da seção km 1.5+93.309 podem ser atribuídos ao adensamento (primário).

Tabela 1 - Cronologia de atividades na região de retroanálise

Data	Atividade
04/06/2013	Primeira leitura de N.A.
01/07/2013	Início do rebaixamento N.A. na região do Poço David Matarasso
06/12/2013	Início da primeira estabilização do N.A. do rebaixamento do Poço D.M.
03/02/2014	INA01L - Início da consideração de N.A. a 6,5 m profundidade na seção 1.5+93.309
11/02/2014	Final da primeira estabilização do N.A. na região do Poço D.M. Início de pequena subida do N.A.
12/03/2014	INA01L - Final da consideração de N.A. a 6,5 m profundidade na seção 1.5+93.309
23/04/2014	Final de pequena subida do N.A. na região do Poço D.M. Início rebaixamento devido Túnel de Ligação.
08/07/2014	Início de período com N.A. estável na região.
11/09/2014	INA01L - Início da consideração de N.A. a 10,0 m profundidade na seção 1.5+93.309
11/02/2015	INA01L - Final da consideração de N.A. a 10,0 m profundidade na seção 1.5+93.309
20/03/2015	Final do período com N.A. estável na região. Início de outro pequeno rebaixamento de N.A.
24/04/2015	Final de outro pequeno rebaixamento. Início de período estável.
22/04/2015	INA01L - Início da consideração de N.A. a 12,5 m profundidade na seção 1.5+93.309
09/10/2015	Final de período estável. Início de enchimento do Poço D.M. e túnel de ligação.
19/10/2015	INA01L - Final da consideração de N.A. a 12,5 m profundidade na seção 1.5+93.309
23/03/2016	INA01L - Início da consideração de N.A. a 4,3 m profundidade na seção 1.5+93.309
15/04/2016	Primeira leitura da seção 1.5+93.309. Desconsiderado.
09/08/2016	Final de elevação do N.A. devido ao enchimento do Poço D.M. Início período estável.
27/09/2016	INA01L - Final da consideração de N.A. a 4,3 m profundidade na seção 1.5+93.309
28/09/2016	Final do período estável.
27/11/2016	Final de rebaixamento parcial no Poço D.M. Início de período estável na região do Poço.
27/12/2016	INA01L - Início da consideração de N.A. a 12,0 m profundidade na seção 1.5+93.309
27/01/2017	Final de período estável na região do Poço D.M. Início de pequeno rebaixamento no Poço.
09/02/2017	Início de período estável na região do Poço D.M.
12/02/2017	INA01L - Final da consideração de N.A. a 12,0 m profundidade na seção 1.5+93.309
24/02/2017	Primeiras leituras da seção 1.5+93.309 consideradas. Frente do túnel a cerca de 33,7m antes da seção.
21/06/2017	INA01L - Início da consideração de N.A. a 18,0 m profundidade na seção 1.5+93.309. Frente do túnel passou 13,5 m da seção.
25/08/2017	INA01L - Final da consideração de N.A. a 18,0 m profundidade na seção 1.5+93.309. Frente do túnel passou 32,7 m da seção.
01/09/2017	Início da consideração de recalque secundário . Frente do túnel passou 32,7 m da seção.
17/01/2018	Final da consideração de recalque secundário . Frente do túnel passou 32,7 m da seção.
03/05/2018	Início do AID a 35 m da seção 1.5+93.309

A partir daquela data (24/02/2017), a influência do avanço de escavação fica evidente. Durante a escavação do túnel, houve ainda um rebaixamento no N.A. de cerca de 6 m (profundidade de ~12 m para ~18 m). Quando da parada do túnel por um período de cerca de cinco meses no nível de água estável, foi possível determinar um comportamento de recalque secundário (de 01/09/2017 a 17/01/2018).

Observando a Figura 2 verifica-se que o INA-12 apresenta leituras irregulares diferentes de todos outros instrumentos durante o enchimento do poço e túnel de ligação. Assim, este instrumento foi desprezado. Os dados de INA-01L e PZ-10, os mais próximos da seção km 1,5+93,309, são consistentes entre si e coerentes com os outros instrumentos. Entretanto, o PZ-10 não apresenta leituras na fase inicial. Por esta razão, as análises de nível de água serão realizadas tendo como referência o INA-01L.

3 AVALIAÇÃO DO RECALQUE DE ADENSAMENTO

Para a avaliação de recalques de adensamento, foram consideradas todas as edificações no entorno da seção km 1,5+93,309 conforme mostrado na Figura 3. Os instrumentos da seção, propriamente dita não foram considerados pois não foram lidas durante o período de interesse.

Analisando-se os dados de instrumentação, verifica-se que alguns instrumentos tiveram as leituras iniciadas tardiamente, outros períodos não lidos e alguns com evidência de troca de referência da leitura inicial. Para esta interpretação, tais instrumentos foram ajustados de acordo com as leituras dos instrumentos próximos ou compatíveis.

Com base nos dados de recalque da Figura 3 em conjunto com o da Figura 2, verifica-se que alguns instrumentos apresentam recalques menores que o de instrumentos em posições geométricas semelhantes. Destes instrumentos, foram desconsiderados aqueles estão associados a edificações com provável fundação profunda. Instrumentos com leituras maiores que os similares também foram desconsiderados. Assim, utilizando-se os dados dos instrumentos com leituras compatíveis e consistentes, serão analisadas as leituras dos imóveis da Avenida Francisco Morato de número 4.731, 4.733, 4.744 e 4.771 conforme mostrado da Figura 3.

Para a obtenção dos valores de recalque primário, considerou-se a Equação (1) aplicada inicialmente aos parâmetros considerados no projeto executivo. Os valores dos parâmetros de adensamento $C_c/(1+e_0)$ e $C_r/(1+e_0)$ foram posteriormente ajustados de modo a ficarem consistentes com os resultados de campo. Procurou-se manter o valor de C_c consistente com $C_r = 1/10 C_c$, conforme Massad (2012), para as diversas fases. Estes resultados estão apresentados na Figura 3. Observe-se na Figura 3 que as linhas cheias mais grossas representam os valores de recalque com a consideração de $C_c/(1+e_0) = 0.0085$ e $C_r = 1/10 C_c$. Nota-se nesta figura uma boa consistência dos resultados calculados e medidos.

$$\rho = \frac{C_c}{1+e_0} \times H \times \log \times \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \quad (1)$$

onde ρ = recalque, C_c = Curva de Compressão, e = índice de vazios; H = espessura da camada, σ'_f = tensão final, σ'_i = tensão inicial

Para o adensamento secundário, considerou-se a Equação (2):

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon_y}{\Delta\log(t)} = \frac{\Delta H/H_0}{\Delta\log(t)} \rightarrow \Delta H = C_{\alpha\varepsilon} \cdot \Delta\log(t) \cdot H_0 \quad (2)$$

onde $C_{\alpha\varepsilon}$ = adensamento secundário, ΔH = acréscimo de recalque, H_0 = espessura da camada; $\Delta\log(t)$ = variação logarítmica do tempo.

A Tabela 2 apresenta os cálculos do deslocamento vertical secundário com convenção positiva para cima e o parâmetro adotado de $C_{\alpha\varepsilon}$ igual a 0,0003 (coeficiente de adensamento secundário) e apresenta consistência se comparado ao proposto por Mesri (1973). Observa-se também boa consistência entre os valores calculados e os efetivamente medidos.

Tabela 2 - Cálculo do deslocamento vertical secundário

	t0	ti	tf
	25/08/2017	01/09/2017	17/01/2018
		0,23	4,83
	Δt	4,60	meses
	H	18,5	m
	C _{as}	0,0003	
Medido	ΔH	7,5	mm
	ti	0,23	mês
	tf	4,8333333	mês
Estimado	ΔH	7,3052983	mm

Aden.Sec.	ti	tf	ΔH	Total
01/09/2017	0,23	0,23	0	-42,369449
21/09/2017	0,23	0,90	3,253774769	-45,623224
11/10/2017	0,23	1,57	4,589848989	-46,959298
31/10/2017	0,23	2,23	5,444421033	-47,81387
20/11/2017	0,23	2,90	6,07403773	-48,443487
10/12/2017	0,23	3,57	6,572785844	-48,942235
17/01/2018	0,23	4,83	7,30529829	-49,674747

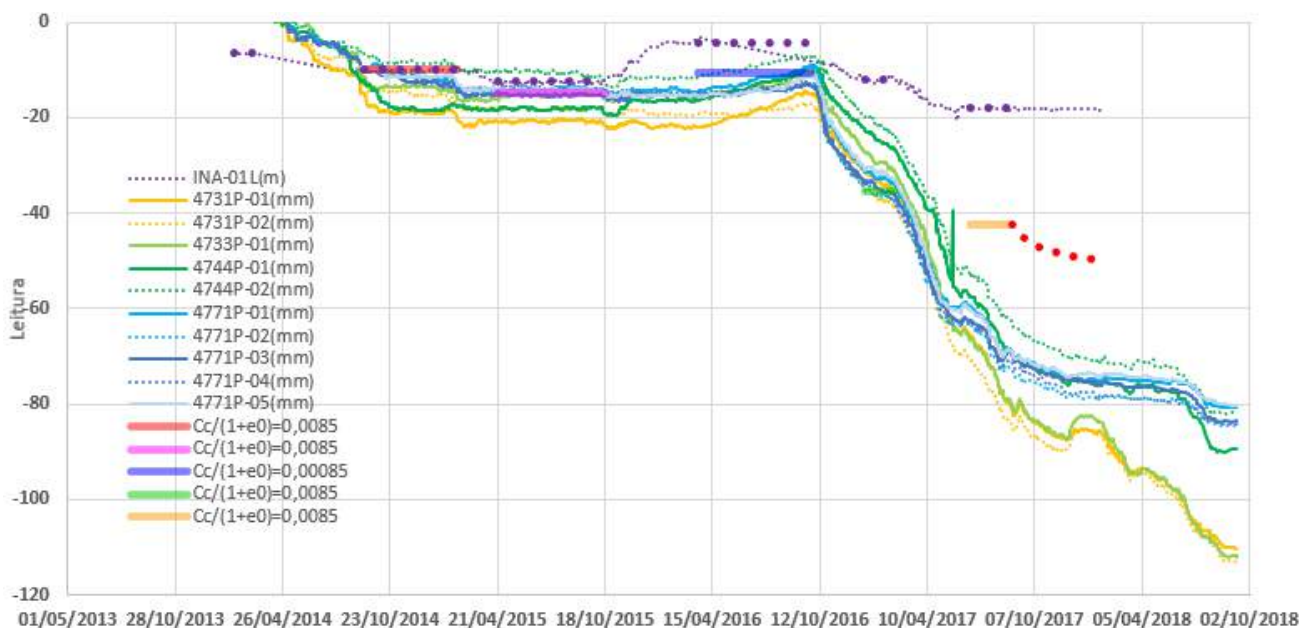


Figura 3 - Recalques nos imóveis, coeficiente de compressão e variação do INA-01L

4 BACIAS DE RECALQUE DOS INSTRUMENTOS NA SEÇÃO KM 1.5+93.309

As bacias de recalque foram calculadas segundo o critério de Peck. Para Peck (1969), para obter os valores e análise de bacia de recalque, deve se utilizar a expressão baseada na curva de Gauss, conforme a Equação (3), mostrada abaixo:

$$S = S_{m\acute{a}x} \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{i^2}\right)} \quad (3)$$

onde, S = recalque à uma dada distância da linha central da bacia de recalque, $S_{m\acute{a}x}$ = recalque máximo ($p/x = 0$), i = distância máxima do recalque diferencial, x = distância do eixo do instrumento até o eixo da bacia.

A Tabela 4 mostra os parâmetros da regressão obtida utilizando-se os parâmetros de bacia de recalque (Tabela 3) onde foi descontado o recalque de adensamento devido à construção do poço e túnel de ligação.

Também foi realizada estimativa da bacia de recalque por correlações empíricas, com o uso do programa SACI (Sistema para Acompanhamento e Controle de Instrumentação). A Tabela 3 apresenta os parâmetros usados nas correlações. Os dados de tassômetros utilizados referem-se ao instante da leitura da instrumentação quando o túnel estava a mais 30 metros da seção, a estimativa de N_{spt} ($N_{spt}=27$), o peso específico ($\gamma=20,5$ kPa) e o módulo de elasticidade ($E=108$ MPa) foram obtidos, respectivamente, do relatório técnico do projeto executivo. Para cálculo de área, distância do tassômetros e cobertura do túnel, considerou-se as informações do projeto executivo, e para o raio equivalente a fórmula correspondente à área de um círculo foi utilizada. A Figura 4 apresenta os resultados da estimativa da bacia de recalque por correlações empírica. Analisando os dados da Figura 5 com os medidos em campo, observou-se que o valor de i (largura crítica da bacia de recalque) medido em campo é da ordem de ~60 metros, ao passo que descontando os recalques devido a construção do poço e do túnel de ligação este valor passa para ~15 metros e as correlações empíricas sugerem valores da ordem de 7 a 11 metros.

Tabela 3 - Parâmetros de Bacia de Recalque

Última Leitura do TS em 28/08/2017	-80.3	mm
γ	20.5	kPa
Cobertura	17.7	m
Distância do teto calota ao TS	1.38	m
Coesão não drenada (c)	37	kPa
N_{spt}	27	
E	108	MPa
E/c	2919	
Área	59.2	m ²
Raio equivalente	4.34	m

Tabela 4 - Parâmetros de bacia de recalque – descontado o recalque de adensamento devido à construção do poço e túnel de ligação conforme

Tabela 2

	i (m)	S_{max} (m)	%Perda	1: X
21/02/2017 - Início -30 metros	13.1	-0.000141038	0.01	153278
03/03/2017 - Fim -30 metros		-0.002293207		
20/03/2017 - Início -15 metros	107.2	-0.006335195	2.87	27917
27/03/2017 - Fim -15 metros	32.0	-0.009360923	1.27	5640
31/03/2017 - Início -10 metros	19.7	-0.012682254	1.06	2560
08/04/2017 - Fim -10 metros	16.1	-0.018878055	1.29	1406
13/04/2017 - Início + 5 metros	13.7	-0.025071594	1.45	899
22/04/2017 - Fim +5 metros	12.1	-0.033761972	1.72	589
28/04/2017 - Início 0 metros	12.6	-0.038148663	2.04	546
12/05/2017 - Fim 0 metros	13.8	-0.043385537	2.53	525
16/05/2017 - Início + 5 metros	14.1	-0.046494601	2.77	499
10/06/2017 - Fim + 5 metros	14.7	-0.050963362	3.16	474
05/07/2017 - Início + 10 metros	14.6	-0.056584582	3.49	425
20/07/2017 - Fim + 10 metros	14.7	-0.060453184	3.76	401
31/07/2017 - Início + 15 metros	15.5	-0.061765898	4.05	413
08/08/2017 - Fim + 15 metros	15.1	-0.066225261	4.24	377
15/08/2017 - Início + 30 metros	15.6	-0.067602899	4.46	380
28/08/2017 - Fim + 30 metros	15.6	-0.069554307	4.61	371

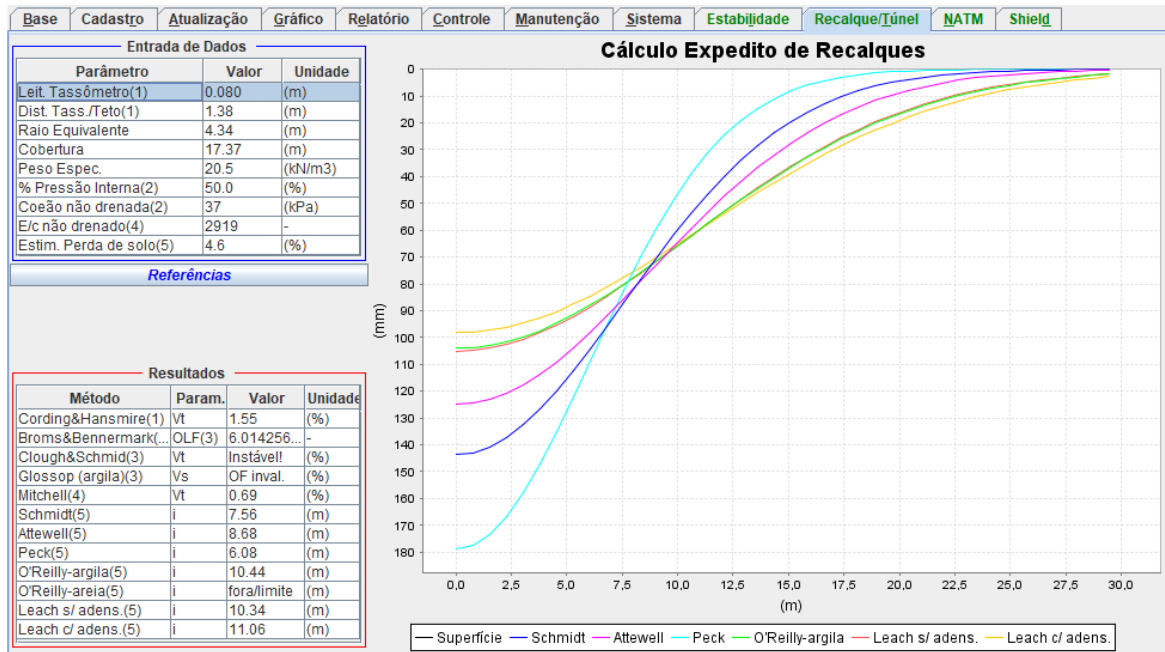


Figura 4 - Parâmetros de Bacia de Recalque a partir da tabela 3. Fonte: SACI (CMSP)

5 CONSIDERAÇÕES PARA REVISÃO DOS NÍVEIS DE ALERTA E ATUAÇÃO

Convencionalmente, considera-se como “NÍVEL DE ALERTA” o recalque correspondente a 70% do valor estimado. Trata-se de uma situação a partir da qual os técnicos e administradores de interesse devem ficar “ALERTA” simplesmente porque as leituras dos instrumentos estão próximas dos valores estimados.

O “NÍVEL DE ATUAÇÃO” é estabelecido quando as leituras atingem os valores estimados. Se a tendência for de os valores estimados se manterem, o ATO corresponde a estar atento, mas nenhuma ação precisa ser tomada. Se a tendência for de os valores medidos serem maiores que os estimados, o comitê de risco deve ser acionado e as medidas cabíveis devem ser executadas.

Ao avaliar a retroanálise da seção km 1,5+93,309, na qual considerou-se somente as leituras efetuadas nos instrumentos desta seção, obtém-se os níveis correspondentes a Nível de Alerta e Nível de Atuação, conforme mostrados na Tabela 5. É importante observar que, no início das leituras dos instrumentos que compõe esta seção de instrumentação, o N.A. já estava rebaixado de aproximadamente 4 m para aproximadamente 12 m de profundidade.

Durante a escavação da meia seção, o N.A. apresentou rebaixamento adicional e foi de 12 m para 18 m de profundidade. Logo a Tabela 5 poderá ser utilizada para a estimativa de recalque em condições similares a condição do N.A. (12 m para 18 m) durante a fase de avanço do primário de meia seção. Caso a condição de N.A. seja diferente, um ajuste destes valores deve ser realizado, considerando-se o de $C_c/(1+e_o) = 0.0085$. Tal ajuste pode ser tanto para valores maiores quanto para valores menores, dependendo para posição do N.A. no início das leituras. No caso dos instrumentos da seção km 1,5 + 93,309, nenhum instrumento detectou o recalque inicial devido ao rebaixamento do poço David Matarasso (leitura tardia).

Apesar do uso corrente dos limites como os indicados na Tabela 4, em especial no programa SACI, isso não garante por si só a segurança da obra. Sabe-se por exemplo que cerca de 30% dos recalques devido às deformações associados a escavação do túnel ocorre até a chegada da sua frente na seção de instrumentação. Se considerarmos o dobro deste valor, ou seja, 60% dos recalques, possivelmente pode estar ocorrendo um processo de instabilidade, porém, abaixo dos 70% de nível de alerta de praxe. Ou seja, índices como o da Tabela 4 pode estar configurando um “falso negativo” de um processo de ruptura. Por esta razão, além da atenção devido ao recalque oriundo de um processo de adensamento, deve ser analisado também o recalque em função do avanço do túnel.

Tabela 5 - Parâmetros de bacia de recalque

Afast. Lateral (m)	-18.0	-16.0	-14.0	-12.0	-10.0	-5.0	0.0	5.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0
Nível de Alerta (mm)	-23.6	-27.5	-31.3	-35.2	-38.8	-45.7	-48.3	-45.7	-38.8	-35.2	-31.3	-27.5	-23.6
Nível de Atuação (mm)	-33.8	-39.2	-44.8	-50.2	-55.4	-65.3	-69.0	-65.3	-55.4	-50.2	-44.8	-39.2	-33.8

Para a consideração do recalque em função do avanço do túnel, será utilizada a correlação sugerida por Janin *et al.* (2012) e indicada na Equação (6), sendo $S(x)$ o recalque que ocorre quando a face do túnel está a uma distância x do ponto considerado.

$$S(x) = 0,5 \cdot S_0 \cdot \left\{ 1 - \text{th} \left[\left(\frac{k}{i} \right) \cdot (x + a) \right] \right\} \quad (6)$$

onde, S_0 = recalque final estimado, k/i = razão que regula a forma da curva, i = parâmetro da curva normal gaussiana (Peck, 1969) – ponto de inflexão máxima, k = parâmetro adimensional, x = distância, em dado momento, entre o ponto considerado e a face do túnel, a = parâmetro translacional que permite modificar a relação S_{face}/S_0 (sendo S_{face} = recalque estimado numa distância x da face do túnel), th = notação utilizada pelos autores para representar a função tangente hiperbólica.

Uma característica importante desta equação é que seus parâmetros guardam um significado físico do processo de recalque, relacionado à curva gaussiana de Peck, o que facilita a sua compreensão e interpretação. Utilizando-se os dados da Tabela 3 (descontado os recalques do N.A. na posição de 12 m de profundidade, o que é consistente com os parâmetros da Tabela 4), foi realizado uma regressão numérica com a equação de Janin *et al.* (2012) acima apresentada. A regressão foi feita utilizando-se o código "Simplex" de minimização de funções conforme publicado por Caceci e Cacheris (1984).

Os resultados das regressões estão indicados na Tabela 6. A Figura 5 mostra graficamente esses resultados onde os marcadores são os parâmetros mostrados na Tabela 6 e as linhas são decorrência da regressão.

Tabela 6 - Resultados da regressão dos parâmetros da curva normal em função do avanço do túnel para condições similares às da seção km1.5+93.309

	Inicial	Final
S_0 (cm)	-6.975	-6.958
k	1.068	1.084
i (m)	15.060	15.049
a (m)	-0.019	-3.582
k/i	0.071	0.072

Utilizando-se os parâmetros da Tabela 5 e considerando as distancias de pontos de medida conforme apresentado na Tabela 4, foi obtida a Tabela 6 que representa os recalques antes e após as paralizações de tratamento para as condições similares a Seção km1.5+93.309. As Figuras 6 e 7 apresentam estes resultados em forma gráfica.

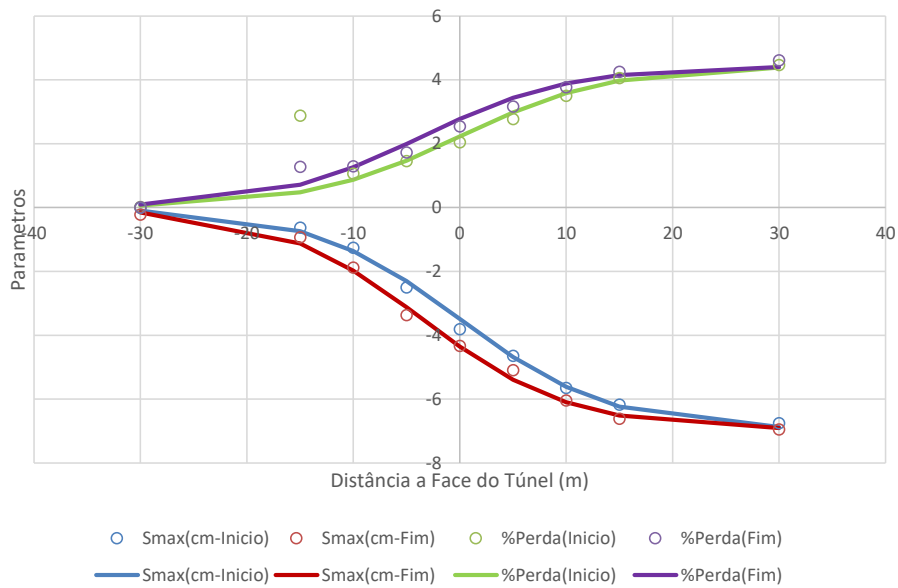


Figura 5 - Regressão dos Parâmetros da Curva Normal em Função do Avanço do Túnel para Condições Similares a Seção km 1.5+93.309 - Fonte: Projeto executivo

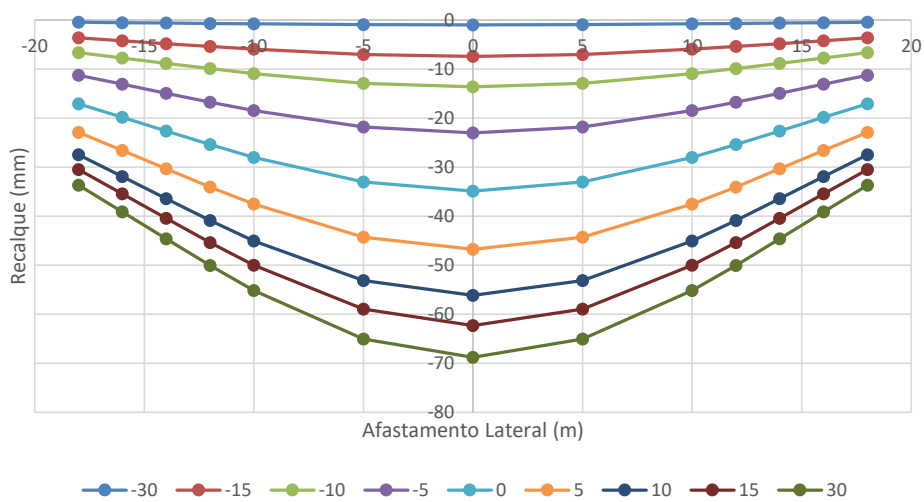


Figura 6 - Regressão dos Parâmetros da Curva Normal em Função do Avanço do Túnel para Condições Similares a Seção km 1.5+93.309

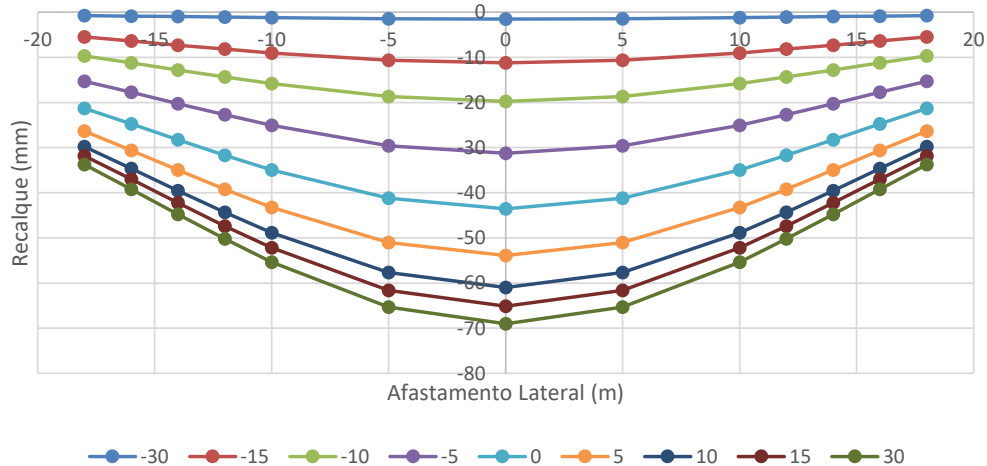


Figura 7 - Recalques de Superfície após a Paralisação de Tratamento, em Função do Avanço do Túnel para Condições Similares a Seção km 1.5+93.309

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou uma análise do comportamento mecânico do maciço frente às escavações do túnel de via face à influência do adensamento dos solos de alteração de rocha associado aos efeitos do rebaixamento do N.A. A partir dos métodos de análises utilizados, observou-se os recalques totais de adensamento no túnel de via (T7) seriam da ordem de 60 mm a 70 mm.

A influência do rebaixamento do lençol freático realizado no poço David Matarasso foi significativa em relação aos recalques medidos no túnel analisado.

Após o rebaixamento do lençol freático pelo poço David Matarasso (cerca de 8 m, de 4 m a 12 m de profundidade), durante a execução do túnel T7, houve rebaixamento adicional de 6 m (de 12 m a 18 m) de rebaixamento do lençol freático, isso possibilitou analisar e descontar os valores de recalques ocorridos antes da execução do túnel e que ocorreram devido ao rebaixamento do lençol freático.

A retroanálise indicou um valor médio de $C_c/(1+e_0) = 0,0085$ e $C_r=1/10 C_c$. Constatou-se com estes valores uma boa consistência dos resultados na prática para solos de alteração de rocha comparados a outros tipos de solos, como o proposto por Mesri (1973) e apresentado por Braja Dias que analisou valores típicos de C_c para alguns tipos de solos naturais, como o *Boston blue clay*.

Para o adensamento secundário obteve-se um parâmetro $C_{\alpha\epsilon}$ igual a 0,0003. Observa-se aqui também boa consistência entre os valores efetivamente medidos para os solos de alteração de rocha e o proposto na literatura, como o *soft blue clay*, com dados analisados e compilados por Mesri e Godlewski (1977) e que são apresentados no livro *Advanced Soil Mechanics* de Braja Das.

Desconsiderando-se os recalques devido ao rebaixamento prévio ocasionado pelo rebaixamento associado à construção do poço David Matarasso, os recalques em relação ao túnel, apresentou valores mais confiáveis considerando os parâmetros medidos e comparados com o *soft blue clay* e *Boston blue clay*. Há ainda uma influência do recalque de adensamento associado ao rebaixamento durante o avanço da escavação do túnel.

Os valores apresentados nos parâmetros da bacia de recalque com o desconto das construções anteriores foram utilizados como valores iniciais e foram implantados no programa SACI como níveis de atenção e alerta durante a escavação do túnel para acompanhamento da evolução dos recalques, mas deve ser verificado se as condições são similares ao encontrados na seção km 1.5+93.309 (seção analisada do túnel) em caso de análises baseadas no presente estudo. Considerando leituras de instrumento em tempo adequado e diferenças na geologia ao longo do traçado do túnel, ajustes foram realizados para seções do túnel que seriam escavados após a retroanálise. Uma vez implementados os devidos ajustes, as tabelas de parâmetros de bacia de recalque (Tabelas 6 e 7) foram consultadas para acompanhamento da evolução dos recalques em função do avanço da face de escavação e balizaram tomadas de decisões frente a busca pela mitigação de riscos durante o acompanhamento técnico de obra realizado no túnel de via até a finalização da construção.

7 AGRADECIMENTOS

À Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô – SP, à Acciona Engenharia e à Infra7 Engenharia e Consultoria pela disponibilidade dos dados e oportunidade na divulgação das experiências obtidas durante a escavação dos túneis da Linha 4 Amarela – fase 2.

REFERÊNCIAS

- [1] ATTEWELL, P.B., YEATES, J. and SELBY, A.R., **Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures**, London: Blakies & Sons Ltd, 325p.
- [2] BROMS, B.B. and BENNERMARK, H., 1967, **Stability of clay at vertical openings**, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 93, no SM1, pp.71-59.

- [3] CACECI, M. and CACHERIS, W., 1984, **Fitting curves to data: The simplex algorithm is the answer**, Byte, pp 340-362.
- [4] CLOUGH, G.W. and SCHMIDT, B., 1981, **Design and performance of excavations and tunnels in soft clay**, Soft Clay Engineering, Elsevier: Amsterdam, pp.269-276.
- [5] CORDING, E.J. and HANSMIRE, W.H., 1975, **Displacements around soft ground tunnels. Proc. Of the 5th Panamerican conf. on soil mechanics and foundation engineering**, Buenos Aires, vol. 4, pp.571-633.
- [6] DAS, M. B., 2019, **Advanced Soil Mechanics, Fifth Edition 5th edition**. Boca Raton: Taylor & Francis, a CRC title, part of the Taylor & Francis imprint, a member of the Taylor & Francis Group, the academic division of T&F Informa, pp. 408-410.
- [7] GLOSSOP, N.H., 1977, **Soil deformation caused by soft ground tunnelling**, PhD Thesis, University of Durham, 205 p.
- [8] JANIN, J.P., DANIEL, D., KASTNER, R., EMERIAULT, F., GUILLOUX, A. and LEBISSONNAIS, H., 2012, **Settlement monitoring and tunnelling process adaptation - case of South Toulon tunnel**, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Viggiani (ed), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-68367-8.
- [9] LEACH, G., 1985, **Pipeline response to tunnelling**, Unpublished paper presented to the North of England Gas Association, January.
- [10] MASSAD, F. 2012. **Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo**. Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo, p. 107-135.
- [11] MITCHELL, R.J., 1983, **Earth Structure Engineering**, Allen and Unwin Inc., Boston.
- [12] MONTEIRO, M.D; GURGUEIRA, M.D. e ROCHA, H.C. (2012) **Geologia da Região Metropolitana de São Paulo**. Twin Cities, p.15-44, São Paulo, ABMS, 2012.
- [13] PECK, R.B., 1969, **Deep excavations and tunneling in soft ground**, State of the art report, in 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng. Mexico City, pp.225-290.
- [14] SCHMIDT, B., 1969, **Settlements and ground movements associated with tunneling in soil**, PhD Thesis, University of Illinois, 183p. CHAMBON, J.F.; CORTE, J.F.; Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face; Journal of Geotechnical Engineering ASCE Vol 120, No 7, July 1994, pp. 1150-1163. (Referencia a um artigo de periódico).
- [15] CORDING, E.J.; **Control of ground movements around tunnels in soil**, General Report; 9th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Santiago, Chile, 1991. (Referencia a um artigo de congresso).
- [16] ITA AITES home page, [on-line], <http://www.ita-aites.org/en/>, 2015.

COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE ROCAS CÁRSTICAS EN OBRAS SUBTERRÁNEAS. LA LÍNEA 5 DEL METRO DE RIAD

A. Gómez-Elvira López

Técnica y Proyectos, S.A. (TYPESA), Madrid, España

A. Guerra Herrero

Técnica y Proyectos, S.A. (TYPESA), Madrid, España

Resumen: La Línea 5 del Metro de Riad se integra en un ambicioso plan de transporte público para la capital de Arabia Saudí, cuyo eje vertebrador son seis líneas de ferrocarril metropolitano de nueva construcción, e incluye un conjunto de obras subterráneas formado por 13 kilómetros de túnel excavado con TBM de 9.8 m de diámetro, once estaciones profundas y varios pozos y galerías auxiliares.

Son numerosos los aspectos de interés geotécnico que han sido estudiados durante las etapas de diseño y construcción, puesto que la obra afecta a formaciones calcáreas, evaporíticas y brechas altamente fracturadas, cuyo comportamiento viene marcado por la presencia de potentes paleocauces, un desarrollo cárstico apreciable, la presencia de un nivel freático superficial de origen antrópico y ambiente químicamente agresivo para los hormigones. En estas condiciones han sido diseñadas y ejecutadas excavaciones de hasta 30 m de profundidad en cortes verticales junto a edificios, complejas conexiones subterráneas a pozos y accesos a las estaciones, y un túnel mediante tuneladora, todo ello en pleno centro de la ciudad, bajo la calle King Abdulaziz Road, piedra angular de la actividad administrativa de Riad.

El comportamiento hidrogeológico y la evolución futura del acuífero superficial alimentado por las pérdidas de conducciones y el riego han supuesto condicionantes claves en la definición de las estructuras subterráneas. Los principales retos del diseño de los túneles y las estaciones han sido las soluciones geotécnicas y estructurales para hacer frente a la subpresión en estaciones profundas mediante la interacción de las estructuras con el macizo rocoso o bien mediante la gestión del freático a largo plazo, y la aplicación de métodos constructivos que compatibilizan el control del riesgo en entorno urbano con el cumplimiento de los estrictos plazos de ejecución.

1 INTRODUCCIÓN

Riad, la capital del Reino de Arabia Saudí, ha experimentado un crecimiento extraordinario en las últimas décadas, alcanzando una población cercana a los 7 millones de habitantes en un área de unos 1800 km². Este crecimiento no ha ido acompañado a la par con el desarrollo de una red de transporte público acorde al tamaño de la ciudad, por lo que la entidad encargada del desarrollo económico de la metrópoli, *Arriyadh Development Authority (ADA)*, promovió en el año 2012 el diseño y la construcción simultáneos de 6 líneas de Metro, con un total de 176 km y 85 estaciones, como núcleo fundamental de un Proyecto de Sistema de Transporte Público dinamizador de la actividad en la ciudad.

La ingeniería española TYPESA junto con la firma británica ATKINS, integradas ambas en el consorcio multinacional FAST, participó en el diseño del Paquete 3 del Metro (Figura 1), que comprende las Líneas 4, 5 y 6 con un total de 64.3 kilómetros de vía. TYPESA ha desarrollado la ingeniería de detalle de la Línea 5 con 13 kilómetros de línea subterránea bajo el centro de la ciudad y ha sido la encargada de la coordinación de la geotecnia e hidrogeología de las tres líneas.

La Línea 5 constituye un eje clave subterráneo que recorre de norte a sur el centro de la ciudad bajo su vía principal, *King Abdulaziz Road*, cruzando bajo el antiguo aeródromo y conectando con las Líneas 1 y 2 para dar acceso al núcleo administrativo y centro de negocios que se concentra en esta arteria urbana. Las principales actuaciones de la Línea 5 son las siguientes:

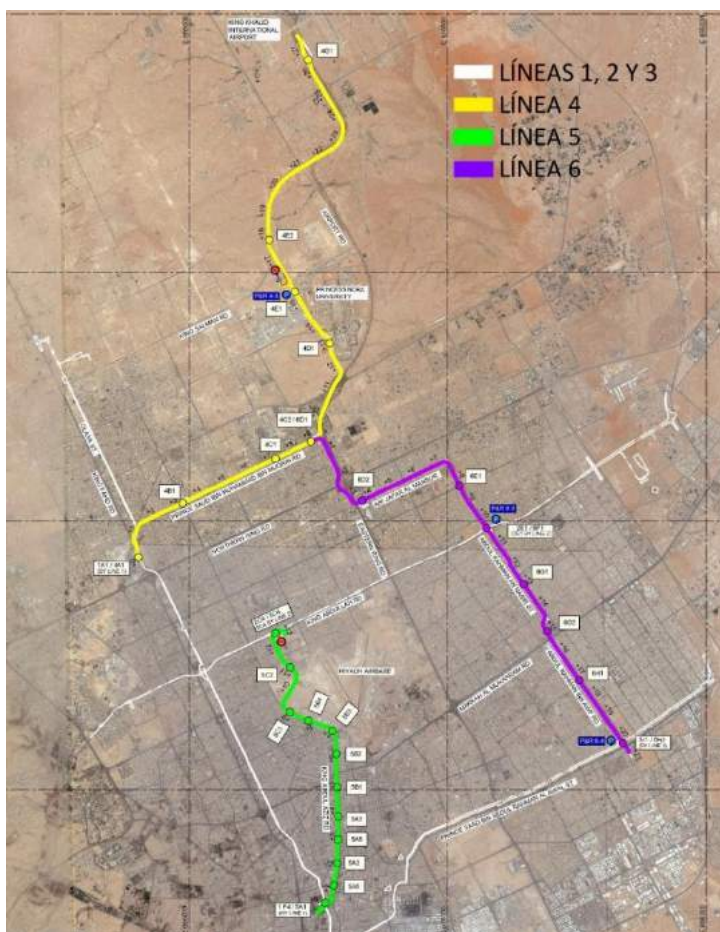


Figura 1 - Paquete 3 del Metro de Riad. Distribución de Líneas 4, 5 y 6 (Consorcio FAST)

- El túnel de línea construido mediante un escudo TBM de tipo *Earth Pressure Balance (EPB)*. Se divide en dos tramos de túnel único de unos 10 m de diámetro, el primero de 4882 m entre el pozo norte NLS (*North Launching Shaft*) y las instalaciones del pozo central CLS (*Central Launching Shaft*); y el segundo de 7,286 m entre dicho pozo y el pozo sur SAS (*South Access Shaft*).
- El tramo final de 862.5 m desarrollado en falso túnel o *cut-and-cover (C&C)* conectando al norte con la estación 5C4 y los talleres y cocheras de la línea.
- 11 estaciones subterráneas profundas, con conexión con las Líneas 1 y 2.
- El taller y cocheras subterráneos en el extremo norte con 56,000 m² de instalaciones enterradas.
- 12 pozos funcionales a modo de salidas de emergencia (ES), pozos de bombeo (PS) y pozos de ventilación (VS).

Las instalaciones auxiliares de construcción empleadas para el montaje y lanzamiento de la TBM o para el desmontaje y extracción, fueron integradas en elementos de la propia línea, cómo en el NLS y cocheras; en el CLS combinado con la estación 5B3; y en el pozo sur SAS combinado con una salida de emergencia. Dentro de todos los elementos auxiliares, el pozo sur representa la mayor dificultad constructiva por sus complejas condiciones geotécnicas.

Los dos aspectos más destacables de la obra en relación con las condiciones geológico - geotécnicas y su interacción con la obra subterránea han sido el desarrollo cárstico de las rocas afectadas y el agua freática. A pesar de que la intuición puede llevar a pensar que el agua en el terreno en una ciudad

situada en medio de uno de los mayores desiertos del mundo no debería representar un problema, la realidad dista mucho de ser así. El origen eminentemente “artificial” del agua que alimenta el acuífero somero hace que el desarrollo de la ciudad haya generado verdaderos problemas de contaminación, acumulación localizada e incluso de surgencias de agua en sótanos o en plena calle. A la hora de diseñar una infraestructura como el Metro de Riad, en el que los estándares de calidad requeridos por el cliente son los más altos y la durabilidad de los hormigones es un gran problema, la definición de las hipótesis de diseño relacionadas con el agua en el terreno ha sido un aspecto esencial, pues pueden suponer un gasto o un ahorro importante durante las fases de construcción y explotación de la infraestructura.

2 CONDICIONES GEOLÓGICO - GEOTÉCNICAS

2.1 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

Riad está situada en el centro de la Península Arábiga, a unos 600 m sobre el nivel del mar, sobre la meseta de Najd, la cual está formada por rocas sedimentarias del Este de la Plataforma Arábiga sobre los restos de rocas Precámbricas del Escudo Arábiga. El macizo rocoso en la zona del proyecto está formado por restos marinos de caliza y calcarenita intercalada con arenisca y limolita.

Las unidades geológicas afectadas pertenecen a diferentes edades, siendo las más antiguas las rocas del periodo Jurásico (Jubaila, Arab y anhidrita Hint) de origen carbónico y niveles de brecha intercalados con evaporitas en las capas más profundas. Los depósitos Jurásicos forman el sustrato del sector Oeste de la ciudad. También se localizan rocas de edad Cretácico en superposición discordante con las anteriores que están formadas por calizas y brechas como parte del sustrato de la zona Este de Riad.

Los depósitos Cuaternarios están asociados principalmente a antiguos sistemas fluviales y wadis, depósitos de terraza como el *Wadi Hannifah* o paleocauces rellenos. Están formados por suelos granulares medianamente densos a muy densos, gravas, arenas y arenas con grava. Los depósitos asociados al *Wadi Sulaiy* en el sector Este de la ciudad rellenan depresiones de más de 20 m de profundidad y se formaron por el colapso de la formación Arab tras la disolución de la anhidrita Hint en capas profundas. Algunos paleocauces se han formado sobre zonas relativamente planas causando el desarrollo de cavidades cársticas en la roca matriz, como en el caso de la Línea 5, donde se han detectado depósitos de 13 m de espesor en el sector Sur. Sobre el resto de la línea, los rellenos y los suelos cuaternarios se limitan a 2 o 3 m de espesor con zonas alcanzando localmente los 5 m.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO

Las excavaciones de la Línea 5 afectan básicamente a las formaciones Arab y Sulaiy. La formación Sulaiy cretácica se superpone a la Arab y está formada por caliza compacta (KJs1) con calcarenita y caliza dislocada (KJs2). Las capas más profundas en contacto con la formación Arab se vieron afectadas por un proceso de disolución y colapso, mientras que los niveles superiores quedaron intactos y, por tanto, son calizas moderadamente duras. Las capas inferiores son más propensas a presentar cavidades cársticas y zonas de brechas similares a los miembros de la formación Arab.

Tabla 1 - Clases de roca

Lithology	Rock Class	Weathering degree
HWR (Highly Weathered Rock)	RQD < 50	3 – 4
	25 ≤ RMR ≤ 40	
MWR (Moderately Weathered Rock)	50 ≤ RMR ≤ 75	2
	40 ≤ RMR ≤ 55	
SR (Sound Rock)	RQD ≥ 75	0 - 1
	RMR ≥ 55	

La formación Arab del Jurásico se ha visto afectada por los mencionados procesos de solución y colapso de las aguas subterráneas, que eliminaron por completo la evaporita de la ciudad de Riyadh. Como consecuencia, la textura y la estructura de la caliza están influenciadas por la deformación y han evolucionado hacia cavidades cársticas.

La meteorización afecta a las superficies expuestas de todas las formaciones y al macizo rocoso profundo en las zonas carstificadas. Se rige por las fracturas y los planos de estratificación que pueden provocar la meteorización a cualquier profundidad. La brecha meteorizada se convierte en una grava de densidad media a densa en una matriz limosa.

Las rocas afectadas por el proyecto son básicamente calizas, brechas y calcarenitas muy fracturadas con un grado de meteorización variable. Independientemente de la formación, se han caracterizado a través del grado de meteorización y de la clasificación geomecánica RMR (Tabla 1) de Bieniawski [1], ya que se ha demostrado que su comportamiento es bastante similar en términos de tensión de deformación, naturaleza y composición mineral.

Los parámetros geotécnicos característicos de las diferentes formaciones identificadas en la Línea 5 se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2 - Parámetros geotécnicos característicos de las formaciones identificadas en Línea 5

Lithology	Bulk unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Angle of friction (°)	UCS* (MPa)
Made ground	18-21	0-20	24-37	-
Granular soil	19-22	0-20	30-45	-
HWR	23-26	80-135	30-40	5-40
MWR	23.5-26	140-160	34-40	10-40
SR	24-26	200-220	34-40	10-50

* Uniaxial Compressive Strength (ASTM D 9238-95)

2.3 HIDROGEOLOGÍA

En las rocas sedimentarias de Riad se desarrollan diferentes tipos de acuíferos. El centro de la ciudad se ubica sobre el acuífero aluvial Cuaternario, sobre depósitos recientes de los cauces de los wadis Hanifah y Sulaiy, y sobre las formaciones calcáreas. La parte basal de las calizas está altamente fracturada y brechificada, con oquedades y alta permeabilidad secundaria, y forma el denominado Acuífero Arriyadh (JC). Este acuífero buza hacia el Este con la secuencia Mesozoica, (Figura 2), y se formó por la fracturación y colapso por disolución de una capa de anhídrita en las calizas.

Por encima del Acuífero Arriyadh se encuentran las formaciones Arab Superior (JA) y Sulaiy (KS) de fracturación y meteorización variable, formando un conjunto de baja conductividad hidráulica. Algunas zonas están más fracturadas y brechificadas allí donde las unidades subyacentes sufrieron procesos de colapso. El wadi Hanifah se sitúa al Oeste de la ciudad, mientras que a la unidad que forma el wadi Sulaiy se le denomina el Eastern Alluvium.

El rápido crecimiento de la población de la ciudad en los últimos 30 años ha producido un apreciable aumento en el consumo de agua en la zona urbana, no solo por el cambio poblacional sino también por el incremento de la tasa de consumo por habitante y la expansión comercial e industrial [2].

Las redes de drenaje y saneamiento no han crecido en la misma proporción, y buena parte del agua de abastecimiento, saneamiento e incluso riego se pierde e infiltra hacia el sustrato rocoso. Esto ha creado una tendencia al ascenso de los niveles de agua freática superficiales, favorecido por la baja permeabilidad de los grupos JA y Ks.

La construcción de la Línea 5 intercepta dos tipos de acuíferos: los niveles colgados superficiales asociados principalmente a origen antrópico y de flujo limitado, y el acuífero Arriyadh generado en la caliza fracturada y en los niveles de suelos cuaternarios del extremo sur de la línea.

Los modelos hidrogeológicos del proyecto estimaron la evolución futura del nivel de agua, confirmando la tendencia a la elevación del freático en caso de que las condiciones actuales se mantengan a largo

plazo. Específicamente, se ha previsto que el ascenso del nivel de agua varíe desde 0.5 m hasta 2.5 m respecto al nivel actual en un horizonte de 100 años.

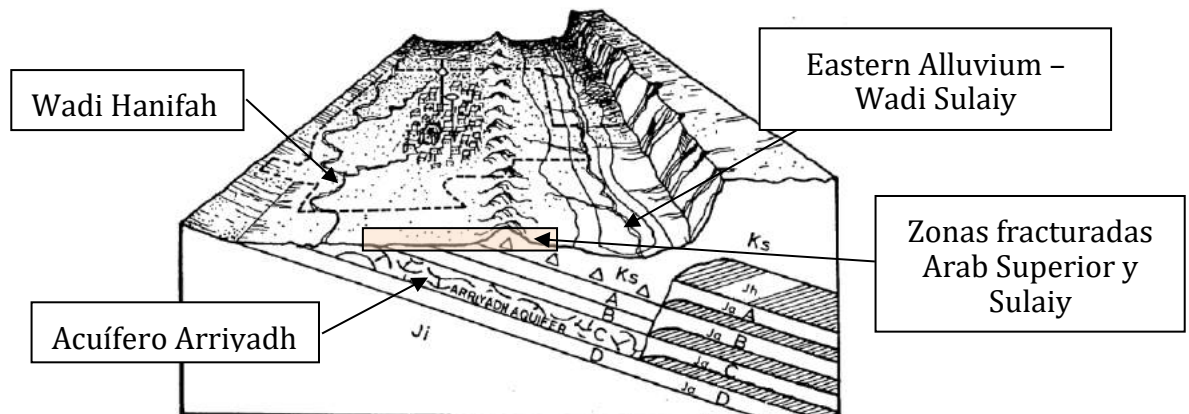


Figura 2 - Esquema de acuíferos y zonas fracturadas (Fuente *Rising Groundwater Management Program*)

3 ESTACIONES PROFUNDAS Y POZOS

3.1 GEOMETRÍA DE LAS ESTACIONES Y CONDICIONANTES DE DISEÑO

La definición geométrica y el diseño de las estaciones subterráneas de la Línea 5 han estado fundamentalmente influenciados por:

- El trazado de la línea, que recorre el centro de la ciudad bajo *King Abdulaziz Road*.
- El diseño arquitectónico, teniendo en cuenta los requisitos funcionales y las complejas formas en cada estación y accesos, y por ende en las excavaciones asociadas (Figura 3).
- El entorno urbano densamente ocupado, con edificios importantes localizados cerca de las excavaciones, lo que ha precisado un estricto control de los desplazamientos inducidos. El espacio disponible no ha estado limitado solamente por esto, sino también por el intenso tráfico y por los múltiples servicios enterrados que deben mantenerse en servicio con desvíos temporales y definitivos.

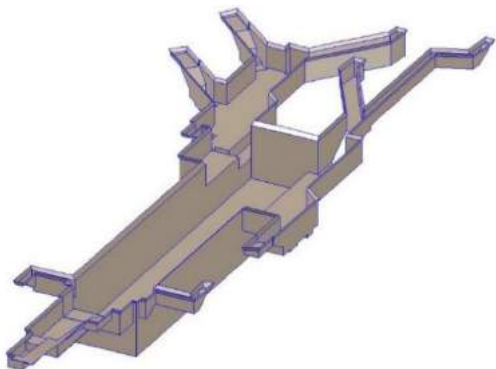


Figura 3 - Modelo digital 3D de la estación 5C1



Figura 4 - Vista general del CLS con taludes en roca

- El entorno geológico e hidrogeológico. Gracias a la relativa buena calidad del sustrato, las excavaciones se han realizado con taludes sub-verticales (Figura 4). En los suelos de limitado espesor (0.5 a 3.5 m), las excavaciones han sido diseñadas en talud, y para espesores por encima de los 3.5 m, se han empleado pantallas discontinuas de pilotes. En relación con la estrategia de gestión del agua freática, a corto plazo las excavaciones se consideran drenadas. A largo plazo, dado que las estructuras son no drenadas por las especificaciones técnicas del proyecto y los niveles de agua quedan situados cerca de la superficie en la vida útil de la infraestructura, las estaciones se han diseñado para contrarrestar los empujes de flotación.

- El plazo estricto del proyecto, que precisa del empleo de sistemas constructivos centrados en la reducción de plazos. Por ejemplo, en diferentes localizaciones, donde la TBM cruza estaciones cuya excavación ha sido previamente ejecutada, el diseño se ha adaptado para mantener la construcción del túnel operativa mientras que la estructura de la estación se secuenciaba en fases parciales a ambos lados del túnel.

Los factores expuestos han llevado al empleo de sistemas de excavación de arriba-abajo (*top-down*) con excavación previa del recinto y construcción de la estructura en tres fases (Figura 5):

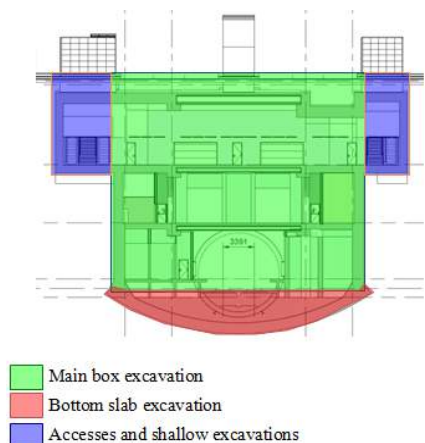


Figura 5 - Fases de excavación en estación profunda

- Caja principal en primera fase con 140 m de longitud, 27 m de ancho y 24 m de profundidad.
- Losa de fondo (segunda fase): 27 a 29 m (máxima excavación).
- Accesos y otros elementos superficiales (tercera fase): 11 a 18 m de profundidad.

3.2 DISEÑO FRENTE A SUBPRESIÓN

La estructura final de las estaciones subterráneas profundas se diseñó para resistir necesariamente las subpresiones. Después de evaluar diferentes alternativas, la solución implementada se basó en un sistema híbrido en el que intervienen el peso de la estructura y la resistencia del macizo rocoso situado alrededor de la contrabóveda. Las soluciones basadas en la contribución única del peso propio de la estructura o de la resistencia a la tracción de una losa inferior pilotada fueron descartadas por afectar negativamente a las dimensiones de la estación, al coste y/o al plazo de ejecución.

La transmisión de las subpresiones se realiza mediante talones de hormigón ejecutados en ambos extremos de la contrabóveda, que se diseñaron para transmitir las fuerzas perpendiculares a la cara en contacto con la roca, con el fin de evitar la introducción de esfuerzos cortantes en la lámina de impermeabilización.

Para verificar el equilibrio del sistema se realizaron modelos numéricos mediante RS2 de Rocscience en Estado Límite de Servicio (SLS) para evaluar la resistencia de la roca frente a las subpresiones en los talones de la contrabóveda. En estos cálculos, se implementó una carga creciente en la roca alrededor del talón hasta que el factor de reducción de la resistencia al corte alcanzó un valor aceptable.

Una vez que la carga obtenida se consideró analíticamente suficiente para contrarrestar las fuerzas de flotación desequilibradas, se llevaron a cabo modelos de interacción suelo-estructura (Figura 6). En estos cálculos, la carga del modelo simplificado se simuló con un aumento del nivel de agua desde su posición inicial hasta un horizonte temporal de 100 años. Se comprobó que la relación entre el incremento del nivel freático y los desplazamientos en la roca alrededor del talón de la contrabóveda era en régimen elástico y los desplazamientos se encontraban en un rango aceptable (< 10 mm).

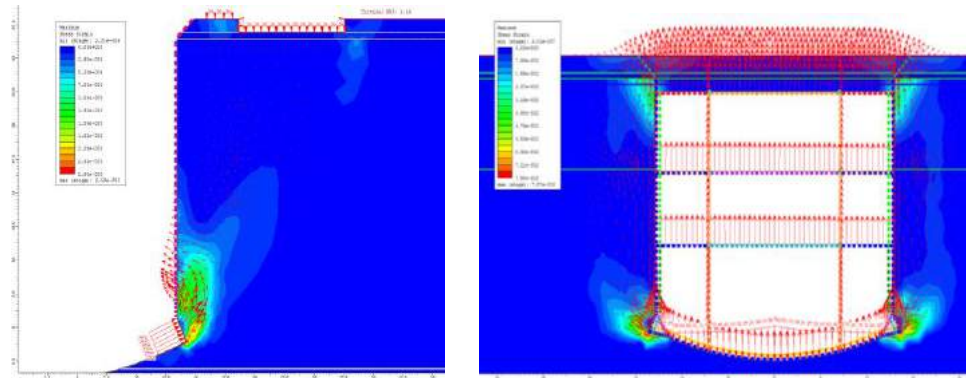


Figura 6 - Modelo geotécnico simplificado en estación 5B2 (izquierda) y modelo de interacción suelo-estructura (derecha) para un incremento de la carga obtenida del modelo simplificado

3.3 SISTEMA DE SOSTENIMIENTO TEMPORAL Y EXCAVACIONES VERTICALES EN ROCA

El sostenimiento temporal del macizo rocoso se basó en la instalación de bulones, hormigón proyectado reforzado con fibras y malla metálica de triple torsión, y tubos-dren. El sistema de sostenimiento primario resultó flexible, ligero y fácil de instalar. La aplicación de hormigón proyectado persigue los siguientes objetivos:

- Generar una superficie uniforme para la instalación de la lámina de impermeabilización, cubriendo las irregularidades de la roca y los bulones.
- Evitar el contacto directo de la lámina de impermeabilización con el terreno.
- Proporcionar resistencia al corte y adherencia para evitar que el desprendimiento del material suelto o la caída de bloques y cuñas situados en el espacio entre bulones, y redistribuir las tensiones en la superficie vertical de la roca.
- Proteger las zonas débiles o cársticas frente a la erosión y la meteorización a corto plazo, y los elementos metálicos (placas, barras, fibras) frente a la corrosión.

Por otro lado, el sostenimiento temporal en caso de presencia de espesores apreciables de suelos se basó en pantallas discontinuas de pilotes, con anclajes de cables/barra, bulones y/o puntales metálicos. Se realizaron cálculos de estabilidad de equilibrio límite en secciones representativas de todas las estaciones, teniendo en cuenta la geometría de las excavaciones, las condiciones del terreno y la existencia de cargas externas próximas a los taludes (Figura 7).

Se empleó el programa Slope de Rocscience, siguiendo el Eurocódigo 7. Además, se ha realizado una estimación de los movimientos inducidos al entorno de todas las estaciones subterráneas profundas mediante modelos numéricos de tensión-deformación.

Las especificaciones de construcción y criterios de diseño aplicables se resumen en:

- Categoría de daños (según Burland [3], 1975) < 2.
- Asientos en los edificios adyacentes < 25 mm.
- Deflexión en pantallas en construcción < 30 mm.
- Los desplazamientos por debajo de los valores que puedan causar algún daño.

Las lecturas recogidas por el Plan de Auscultación seguido en la obra confirmaron que los desplazamientos reales no superaron los límites mencionados.

3.4 EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE POZOS CIRCULARES

El túnel incluye 12 pozos profundos para diferentes funciones como salidas de emergencia, bombeo, ventilación. Los pozos de emergencia y ventilación comparten la siguiente geometría y condiciones geotécnicas (Figura 8):

- Pozos circulares de 8 m de diámetro interior y 9 m de diámetro de excavación.

- La profundidad de excavación oscila entre los 25.5 m y los 40 m. Los pozos de bombeo se encuentran unos 2 m más profundos para alojar el depósito de agua que recibe el drenaje del túnel.
- Los pozos están conectados al túnel con galerías excavadas en mina (NATM).
- La excavación de todos los pozos se realizó de arriba a abajo mediante martillo hidráulico en secciones de no más de 3 m de profundidad. Después de la excavación, se instaló un sostenimiento primario temporal, repitiendo este ciclo hasta alcanzar la profundidad máxima. El sostenimiento consistió en el uso de hormigón proyectado y bulones, ajustado en función de la calidad de la roca.
- En la mayoría de los pozos, el espesor de suelos sobre el macizo rocoso era muy limitado. No obstante, en tres de los pozos se registraron espesores de suelos de unos 3 m, lo que obligó a ejecutar pantallas de micropilotes, debido a las grandes limitaciones de espacio.
- Todos los pozos se excavaron en roca de calidad media a buena, con escasa presencia de agua, dando lugar a ligeras filtraciones a favor de las discontinuidades o de pequeñas cavidades.

En las zonas de espesor de suelos apreciable, se ejecutaron pantallas discontinuas de micropilotes de 300 mm de diámetro, de hasta 4 m de longitud. Estos suelos superficiales suelen estar cementados y tienen una importante cohesión cuando están secos, por lo que las condiciones climáticas de Riyadh favorecen un comportamiento muy estable a corto plazo.

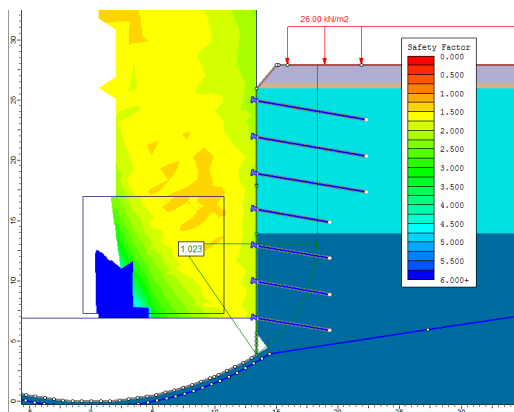


Figura 7 - Comprobación de equilibrio límite

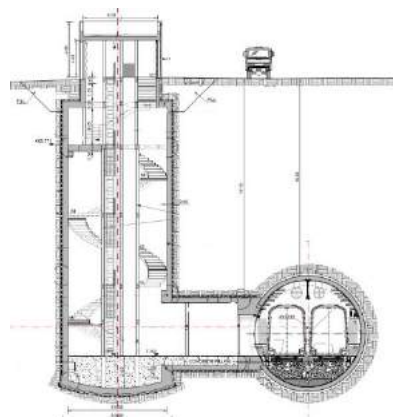


Figura 8 - Sección típica de pozo de evacuación con galería

El nivel freático se detectó siempre por debajo de la capa superficial del suelo, lo que permitió el uso de pantallas discontinuas en condiciones de seguridad. Tras la excavación al amparo de las pantallas, se aplicó una capa de hormigón proyectado para proteger los suelos y evitar pérdidas de material.

La excavación vertical en roca se realizó mediante un sostenimiento primario flexible con bulones de acero pasivos inyectados con lechada de cemento y hormigón proyectado con fibras de acero.

El buen comportamiento general de la roca permitió realizar excavaciones verticales de 30 m de profundidad mediante la aplicación de un sostenimiento relativamente ligero, en condiciones de seguridad y rapidez.

3.5 EL CASO DEL POZO SUR DE SALIDA DE LA TBM

En un extremo de la línea se sitúa el pozo sur o SAS utilizado para la extracción de la tuneladora y posteriormente para emergencia, bombeo y ventilación durante la fase de explotación. Este pozo se diseñó con una geometría y un sostenimiento algo distintos a los de los otros pozos, debido a su uso específico y a las condiciones geotécnicas de su emplazamiento. Concretamente, el SAS presenta un importante espesor de suelos sueltos (13.5 m), el nivel freático está situado a 8 m de profundidad, y el espacio interior libre requiere un mínimo de 20 m de longitud para permitir todas las operaciones de desmontaje y recuperación de la TBM.

La excavación en suelos se realizó con diámetro interior de 23.70 m y 15 m de profundidad, mediante una pantalla continua de pilotes secantes (800 mm). Para ello, se ejecutaron anillos rigidizadores para soportar los empujes del terreno y el agua. Tras completar la excavación a través de los suelos superficiales, el diseño incluyó una geometría diferente en roca para reducir al máximo el volumen de excavación, una sección rectangular de 21.0 x 14.5 m (Figuras 9 y 10).

El elevado nivel freático (alrededor de 5.50 m por encima el contacto suelo-roca), unido a la permeabilidad de los suelos, a la situación del pozo en un lugar topográficamente deprimido y a la relevante presencia de huecos cársticos, anticipaban la presencia significativa de agua durante la excavación. Los suelos se excavaron al amparo de una pantalla de pilotes secantes y se esperaba un importante flujo de agua a través de los huecos y discontinuidades de la masa rocosa inferior, que alcanzó unos 280 m³/h. Estaba previsto evacuar las infiltraciones mediante el bombeo situado en el sumidero ubicado en el fondo de la excavación, complementado por un sistema de pozos de bombeo forzado perimetrales.

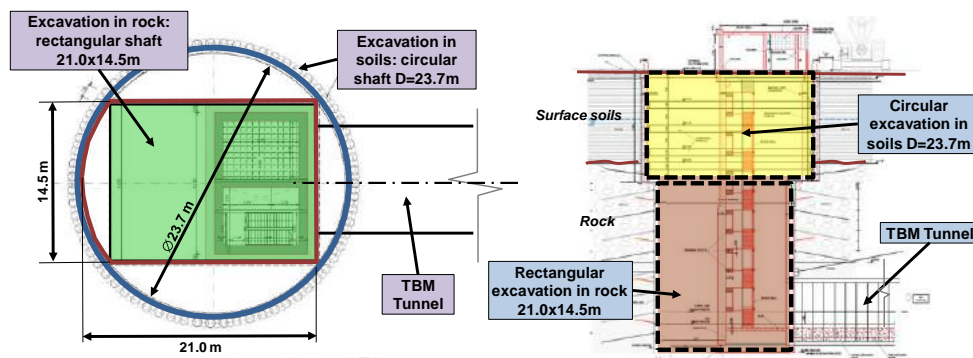


Figura 9 - Configuración geométrica del pozo SAS

Para validar la idoneidad del sistema de evacuación de agua previsto, se analizó la estabilidad del sostenimiento de la roca bajo estas condiciones de nivel de agua elevado mediante un modelo calibrado con datos reales, resultando una elevada permeabilidad en el caso de la roca cárstica meteorizada. El flujo de agua se prolongó a lo largo de unos pocos meses, tiempo insuficiente para que se activaran procesos de corrosión en los elementos del sostenimiento.

Otros riesgos asociados al flujo de agua de infiltración fueron la generación de movimientos en el entorno y la posibilidad de arrastre de los materiales de relleno de las cavidades cársticas, lo cual podría producir inestabilidades en el propio macizo. En este pozo los límites admisibles de desplazamientos eran más amplios al no haber edificaciones ni infraestructuras cercanas; por otro lado, se observó que el flujo de agua era limpio y carente de arrastres, comprobando además que la estructura de la roca era lo suficientemente rígida como para resistir el caudal sin inestabilidad.

4 DETECCIÓN DE CAVIDADES Y PLAN DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Durante la fase de diseño se realizó una evaluación del riesgo cárstico, basada en las características geológicas de los distintos emplazamientos, el nivel de las aguas subterráneas, los datos de la investigación de cavidades y el tipo de elemento estructural. De esta manera, se definió un programa de investigación de cavidades para identificar el riesgo de presencia de éstas (Figura 11), que incluía la realización de sondeos, perfiles geofísicos, sondeos de contraste y sondeos concurrentes con las obras, así como la supervisión continua.

A partir del programa de investigación de cavidades, se evaluaron las posibles zonas cársticas (véase la Figura 12, en la que se representa el porcentaje de cavidades previstas en el túnel). Para las

excavaciones a cielo abierto, dependiendo del tamaño y la ubicación de las cavidades detectadas, se definieron diferentes tratamientos del terreno, incluyendo el uso de hormigón proyectado, mortero seco, hormigón pobre y lechada de baja movilidad.



Figura 10 - Pozo sur de salida de TBM (SAS)



Figura 11 - Cavidad detectada en el fondo de la excavación

En el caso de las obras de túneles, se recomendaron las siguientes medidas para la detección y el tratamiento de las cavidades, en función del tamaño y la posición relativa de la cavidad con respecto al frente de la tuneladora, el relleno de la cavidad y la presencia de agua subterránea.

- Control de la TBM: parámetros de excavación (dirección, empuje, par de torsión, velocidad de penetración y rotación), índices de entrada de agua, presión del suelo, control del peso de los escombros, relleno del gap de los anillos de dovelas.
- Presurización potencial del frente por secciones y control del progreso: Balance de la presión de la tierra (EPB) y APM (Modo de presión del aire).
- Control de la entrada de agua subterránea (bombeo).
- Posible pre-inyección y relleno de la cavidad antes de la excavación del túnel.
- Investigación adicional: perfiles geofísicos y/o sondeos desarrollados desde superficie y sondeos por delante de la tuneladora.
- Intervenciones de paradas operativas programadas (SOSI) para revisión / mantenimiento.

En el caso de galerías excavadas por NATM, la ejecución del pozo adyacente ayuda a anticipar las condiciones geotécnicas y, al mismo tiempo, drena el agua subterránea. En cualquier caso, en las zonas de alto riesgo de cavidades, se recomendaron sondeos en el frente de excavación. Los tratamientos del terreno propuestos incluían el uso de hormigón proyectado, hormigón y lechada.

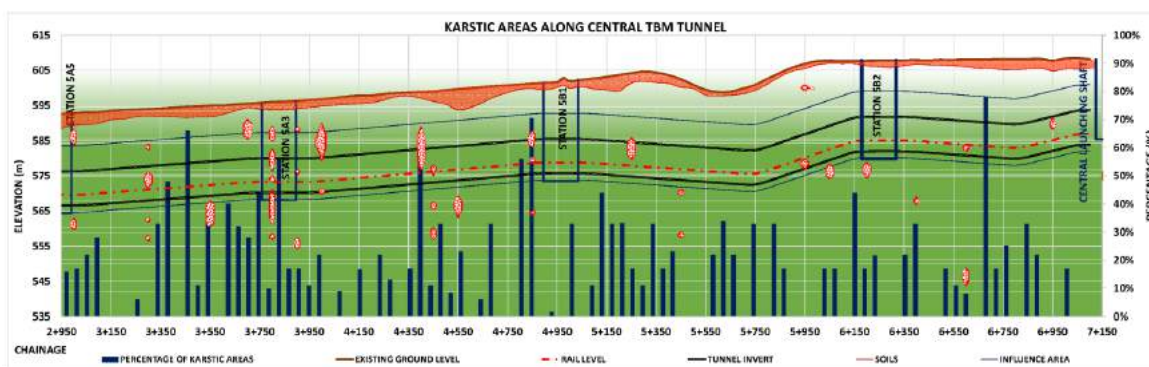


Figura 12 - Perfil esquemático que muestra las zonas cársticas identificadas a lo largo del túnel TBM

5 CONCLUSIÓN

La mayor parte de las excavaciones de la Línea 5 del Metro de Riad tuvieron que diseñarse en un entorno urbano denso en el que las limitaciones geométricas, así como los ajustados plazos de ejecución, representaron un importante reto.

El macizo rocoso se caracterizó anticipando un buen comportamiento en excavaciones verticales profundas con la aplicación de un sistema de sostenimiento flexible, consistente en hormigón proyectado y bulones, aunque las cavidades cársticas y la elevada presencia de agua en las zonas más deprimidas podrían implicar dificultades o incluso inestabilidades durante la excavación.

Finalmente, los resultados de la instrumentación y monitoreo durante la construcción mostraron una buena precisión del diseño realizado. Las excavaciones se mantuvieron estables sin ninguna incidencia relevante, por lo que la experiencia adquirida durante la construcción demostró un adecuado diseño.

6 AGRADECIMENTOS

Los autores desean agradecer a ADA y al Consorcio FAST por su apoyo y por haber proporcionado los datos e información útiles necesarios para desarrollar el contenido de este artículo. Los autores también desean dar las gracias a todo el personal de TYPASA, al equipo de túneles/geotecnia del supervisor RAMPED y al equipo de gestión del diseño de FAST. Su contribución fue esencial para el éxito del diseño geotécnico de estas complejas excavaciones profundas.

REFERENCIAS

- [1] BIENIAWSKI, Z.T. 1989. **Clasificaciones ingenieriles del macizo rocoso**. John Wiley and Sons, Inc.
- [2] ADA (Arriyadh Development Authority). 1995. **El programa de gestión de las aguas subterráneas en ascenso**. Volumen I: La configuración natural. Adriyadh Development Authority, Riad, Reino de Arabia Saudí.
- [3] BURLAND, J.B., WRATH, C.P., 1975. **Asientos de edificios y daños asociados**. Actas de una conferencia sobre asientos estructurales. Cambridge, páginas 611-654.

CONCRETO PROJETADO SOBRE MANTA DE PVC – UMA INOVAÇÃO METODOLÓGICA PARA O REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS DO METRÔ DE SÃO PAULO

L.B. Lemos & W.J.Giannotti.

Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

A.L.S. Cunha, D. Rodrigues, M.S. Oliveira, T.O. Pires, A.L.A. Guimarães

Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

V.A.N. Felicio

Supervisora Consórcio AD L4 Civil, São Paulo, Brasil

Resumo: A fase 2 das obras da Linha 4–Amarela do Metrô de São Paulo é composta pelo complemento das estações Higienópolis-Mackenzie, Oscar Freire, Fradique Coutinho e São Paulo-Morumbi, Base de Manutenção Cunha Gago, Pátio Vila Sônia, Terminal de Ônibus Vila Sônia, prolongamento da linha com execução de 1.032 m de túneis de via dupla e 500 m de túnel de via singela, escavados pelo método NATM-*New Austrian Tunneling Method*, e a construção da Estação Vila Sônia e poços de Ventilação e Saída de Emergência VSE Vila Sônia, VSE Edmundo Lins e SE David Matarasso. Para o revestimento definitivo dos túneis de via dupla e de via singela do trecho de prolongamento da Linha 4-Amarela, foi aplicado concreto projetado sobre manta de PVC utilizadas como sistema de impermeabilização, com emprego de duas camadas de tela metálica como armadura do revestimento. Para verificação da viabilidade técnica deste método de projeção de concreto sobre manta de PVC em substituição ao revestimento em concreto convencional moldado *in loco*, foram realizados testes preliminares, visando a verificação da adequada aderência do concreto sobre a manta, bem como para verificação da preservação da qualidade da manta ao impacto da pressão da projeção do concreto. A utilização deste método exige cuidados específicos e elaboração de sistema de qualidade como procedimento executivo de assistência contínua para a garantia da aderência do concreto sobre a manta e a devida monoliticidade das camadas de projeção de concreto que compõem a estrutura do revestimento, verificada por extração de testemunhos e de dados de controle tecnológico, assim como exige cuidados para o posicionamento adequado das camadas de armação com tela metálica. Além da viabilidade técnica, este método apresenta vantagem produtiva em relação ao método convencional, pois possibilita a liberação mais rápida de trechos de túnel com revestimento definitivo executado, uma vez que o concreto projetado elimina as fases de desforma da estrutura.

1 CONCRETO PROJETADO COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS - GENERALIDADES

Os túneis de via dupla e singela das obras do prolongamento Vila Sônia da Fase 2 da Linha 4-Amarela do Metrô de São Paulo, trecho entre VSE Vila Sônia e SE David Matarasso, escavados pelo método NATM, tiveram como método de revestimento definitivo a aplicação de concreto projetado sobre manta de PVC, método em substituição ao concreto convencional moldado *in loco*. Essa metodologia de execução adotada para o revestimento definitivo foi com seção mista, sendo concreto convencional moldado *in loco* na área do rebaixo dos túneis e aplicação de concreto projetado nas laterais e calota dos túneis, a partir da cota de via. O presente artigo tem por objetivo descrever e ilustrar essa metodologia executiva para revestimento definitivo de túneis.

1.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MATERIAIS APLICADOS

1.1.1 Materiais de impermeabilização: mantas e seus acessórios

O sistema de impermeabilização dos túneis é do tipo submarino, aplicado entre o revestimento primário e o revestimento definitivo dos túneis, com manta geotêxtil fixada ao revestimento primário intermediária à aplicação de manta termoplástica de PVC com espessura 3 mm, com utilização de acessórios tais como compartimentadores (*waterbar*) e mangueiras para injeção de resina, que servirão como barreira, mapeamento e estancamento, para o caso de futuras infiltrações de água.

A fixação das mantas geotêxteis ao substrato (revestimento primário de concreto) se dá por meio de pinos metálicos e a fixação da manta de PVC sobre a manta geotêxtil se dá por “bolachas de PVC”, sendo essas bolachas ou discos os pontos de solda e fixação da manta. As bolachas são fixadas com pinos sobre a manta geotêxtil e depois a manta de PVC é soldada nas bolachas, conforme a Figura 2.

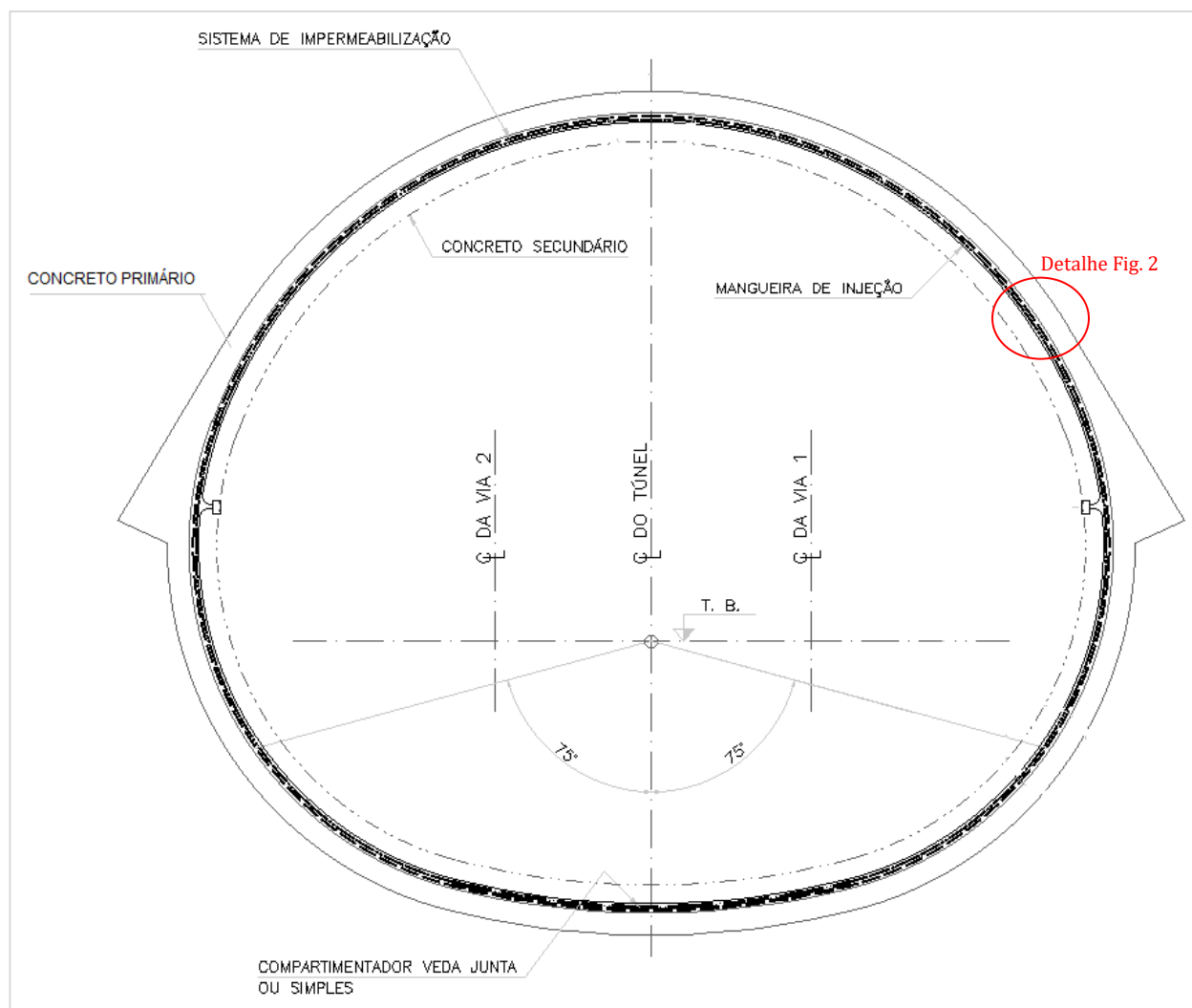


Figura 1 - Túnel Duplo – Seção Transversal

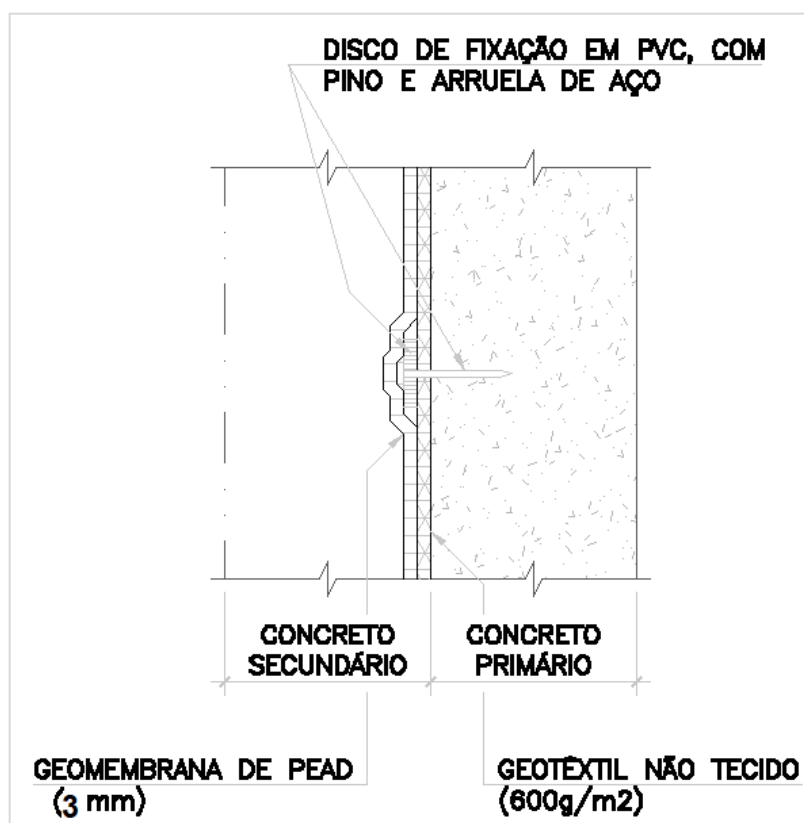


Figura 2 - Detalhe Típico - Fixação das mantas

1.1.2 Armação – Tela metálica e seus acessórios de fixação

A armação do revestimento definitivo para estes túneis da Linha 4-Amarela foi com duas camadas de telas metálicas soldadas nervuradas de malha 10x10 do tipo Q396, conforme projetos executivos. O sistema de suporte da armadura é por meio de barras de ancoragem (*trumpets*) chumbadas no revestimento primário, auxiliado também por “aranhas” metálicas para posicionamento entre mantas de PVC e as telas metálicas. Esse posicionamento também é auxiliado por pastilhas de concreto, que mantém a manta encostada ao substrato e afastada da armadura, reduzindo a possibilidade de formação de bolsões por trás da manta, e conseqüentemente a formação de vazios após a concretagem, entre os revestimentos primário e secundário ou definitivo.

2 METODOLOGIA – FASES DE EXECUÇÃO

2.1 INSTALAÇÃO DA MANTA DE PVC

Inicialmente é instalada a manta geotêxtil “grampeada” com pinos diretamente no concreto de revestimento primário, e em seguida a manta de PVC é fixada por meio de solda a ar quente sobre os discos de PVC fixados ao revestimento primário. As emendas entre as mantas são realizadas por soldas duplas a ar quente, que são testadas com ar comprimido. As barras de ancoragem que suportam a armadura cruzam a manta de PVC e por esta razão, juntamente aos *trumpets* são instaladas emendas de manta e realizada injeção de selante hidroexpansivo para a vedação desses pontos.

2.2 INSTALAÇÃO DA ARMADURA (1ª CAMADA DE TELA METÁLICA)

A armadura é instalada em duas etapas, sendo a primeira camada de tela posicionada antes do início da projeção de concreto, e a segunda camada é posicionada posteriormente, antes das camadas finais de concreto. Tanto a primeira tela como a segunda, ficam de espera no *invert*, executado em concreto moldado, para as emendas/transpasses e prosseguimento de execução das laterais e calota em concreto projetado. Os dispositivos de suporte das telas são os *trumpets*, barras ancoradas ao revestimento primário e que sustentam as telas metálicas. Para garantir o distanciamento de 5 cm entre a tela e a manta, são colocadas pastilhas de concreto.

A utilização da "aranha" complementarmente à fixação e posicionamento das telas metálicas, mostrou-se desnecessária após os primeiros trechos de execução, sendo então substituída por pastilhas de concreto, uma vez também que após as primeiras extrações de corpos de prova da estrutura nos trechos onde se usou aranhas, verificou-se que a presença da aranha dificulta as extrações e a presença de mais barras metálicas podem favorecer a geração de sombras de concreto projetado gerando vazios de preenchimento, e ademais, sendo ainda mais um dispositivo fixado por barras ancoradas, aumenta o número de furos e emendas nas mantas de PVC, portanto, sua função de posicionamento entre tela e manta, foi mais eficazmente substituída por pastilhas de concreto.

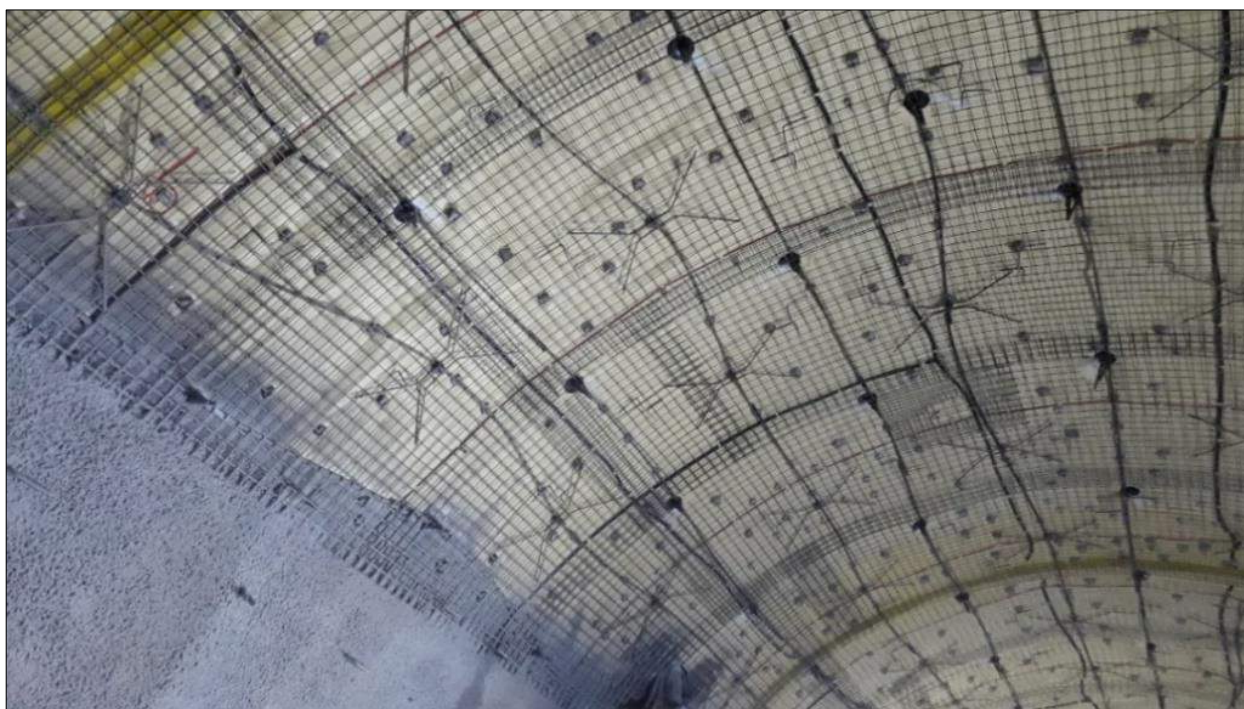


Foto 1 - Fixação de telas metálicas aos *trumpets*, auxiliada por aranhas e pastilhas de concreto

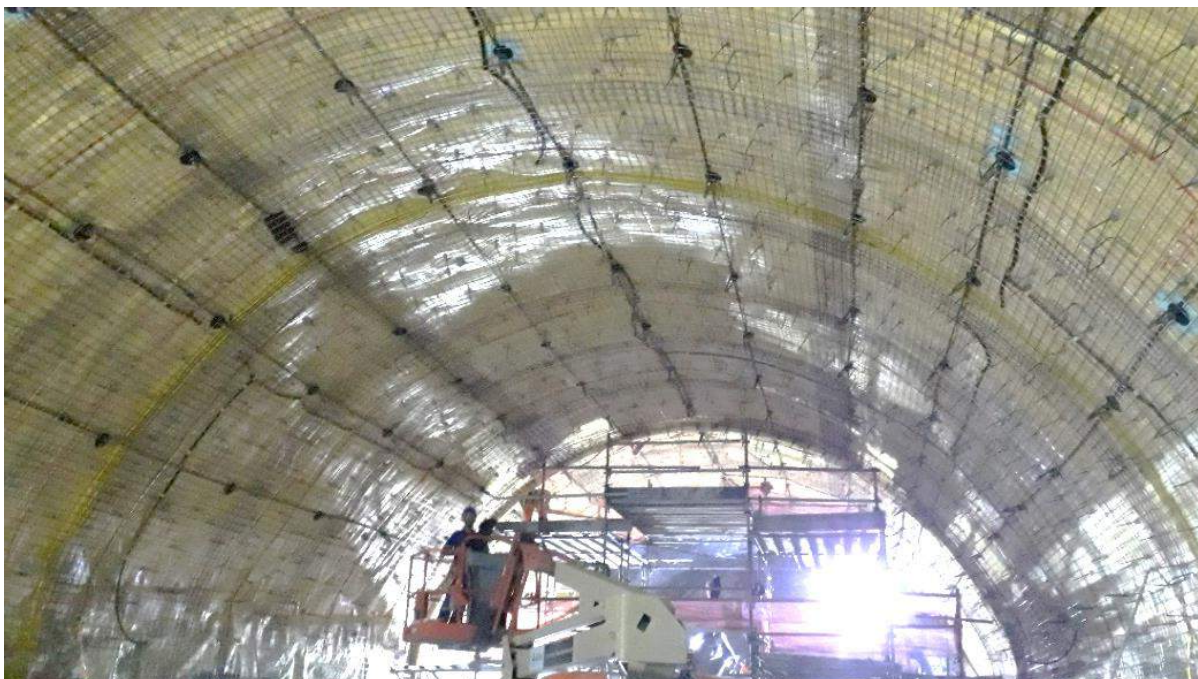


Foto 2 - Fixação de telas metálicas aos *trumpets*, auxiliada por pastilhas de concreto; instalação das mangueiras para injeção de calda de cimento (calda de contato)

2.3 APLICAÇÃO DAS PRIMEIRAS CAMADAS DE CONCRETO PROJETADO

Após a fixação da primeira camada de tela metálica e dos acessórios de impermeabilização (*waterbar*, mangueiras etc), inicia-se a projeção de concreto em camadas de 5 cm de espessura. A espessura total do revestimento para estes túneis é de 30 cm, portanto, as etapas de projeção vão até a 4ª camada próxima ao posicionamento da 2ª tela metálica, quando se instalam a 2ª camada de armadura e as últimas camadas de concreto projetado, ficando essa 2ª tela da armadura com 5 cm de recobrimento de concreto. Em um primeiro momento num pano de teste de projeção do concreto projetado, as extrações dos corpos de prova da estrutura, verificaram corpos de prova que, embora não ficassem vazios entre as camadas, eram visíveis linhas “divisas” entre as camadas de projeção. Por esta razão, adotou-se a metodologia de não se estender grandes panos de projeção de concreto, e sim pequenos panos em malhas curtas de 2x2 m, priorizando a projeção de toda a espessura da estrutura em intervalo de tempo máximo de até 72 horas, entre a primeira camada até a última. Esta metodologia de aplicação do concreto projetado mostrou-se mais eficiente, apresentando corpos de prova com homogeneidade e indistinção entre as camadas de concreto.



Foto 3 - Projeção das primeiras camadas de concreto em malhas e panos de pequena extensão

2.4 APLICAÇÃO DA SEGUNDA CAMADA DE ARMADURA (TELA METÁLICA)

Após a projeção das primeiras camadas de concreto, chegando próximo ao posicionamento da segunda tela metálica, são instaladas as telas a partir da espera de tela deixada quando da execução do rebaixo (ou *invert*). A segunda camada é fixada aos mesmos *trumpets* que fixaram a primeira camada de tela metálica.



Foto 4 - Instalação da segunda camada de tela metálica

2.5 CAMADAS FINAIS DE CONCRETO PROJETADO

Ao término da instalação das telas metálicas e das barras de corrente de fuga, finalizados os ajustes das caixas de injeção tanto do sistema de impermeabilização como também para o preenchimento de calda, e também as caixas de sistema de corrente de fuga, são então aplicadas as últimas camadas de concreto. Para auxiliar a correta espessura durante a execução da estrutura, bem como para se garantir o gabarito interno e orientação do serviço dos mangoteiros, antes das projeções são realizadas marcações topográficas nas barras ancoradas (*trumpets*). Posteriormente às projeções são realizadas conferências topográficas. A metodologia de não se estender grandes panos de projeção de concreto, reduz o tempo de cura entre as camadas intermediárias, sendo então aplicável o tempo maior de cura com molhagem à camada final.



Foto 5 - Camadas finais de concreto projetado, seguindo metodologia com malhas de projeção e conclusão de todas as camadas em prazo máximo de 72 horas

2.6 PREENCHIMENTO DE VAZIOS COM CALDA DE CIMENTO (INJEÇÃO)

Após o término das projeções, são realizadas as injeções de calda de cimento a partir dos pontos laterais de injeção, para preenchimentos de eventuais vazios e garantia da espessura do revestimento de concreto. Previamente à realização dos serviços, as mantas de PVC foram submetidas a testes de integridade, com projeção de concreto perpendicular à manta, com até 13 bar de pressão, comprovando a integridade da manta submetida a altas pressões. Como a injeção de calda de ocorre provocando esforço horizontal ao longo do caminhamento entre a manta de PVC e o concreto, a pressão máxima de 2 bar deve ser mantida para garantir a integridade das emendas. Pressões maiores de injeção poderiam arriscar a integridade das soldas, rompendo-as e arriscando assim a formação de aberturas no sistema de impermeabilização que permitiriam a passagem de água.

A injeção de calda de cimento é realizada com pressão máxima de 2 bar, devido a essa pressão ser a que são submetidos os testes entre as costuras de solda a ar quente, realizadas para as emendas/transpasses entre as mantas ao longo da execução. O controle de pressão é realizado por meio de orientação e acompanhamento por manômetros, juntos às bombas de injeção durante a execução do serviço.

Com os dados da injeção de preenchimento, boletins de calda de injeção, onde as quantidades de sacos de cimento são demonstradas, quantificamos o volume total de calda injetada em cada túnel e o distribuímos à área de alcance de injeção, ou seja, laterais e calota dos túneis, chegando a uma espessura média aproximada de 3 cm de preenchimento de calda de cimento, vide dados da tabela a seguir:

TÚNEL	extensão do túnel (m)	área de alcance de injeção (calota e laterais) (m ²)	Consumo de cimento (sacos de 50 kg)	Volume de Cimento (m ³)	Volume de água (com a/c = 0,4) (m ³)	Volume de Calda (m ³)	Volume de Calda Injetada (perda média 10%) (m ³)	Espessura média de preenchimento	
								(m)	(cm)
Túnel 2 - Via Dupla	246	4.963,35	2.426	87,34	34,93	122,27	110,04	0,022	2,22
Túnel 4 - Via Dupla	448	8.742,56	6.399	230,36	92,15	322,51	290,26	0,033	3,32
Túnel 5 - Via Singela	500	7.206,86	4.420	159,12	63,65	222,77	200,49	0,028	2,78
Túnel 7 - Via Dupla	338	6.819,52	5.054	181,94	72,78	254,72	229,25	0,034	3,36

Para essa quantificação, consideramos perda média de 10% de calda, uma vez que em campo observamos grandes quantidades de vazamentos de calda pelas mangueiras das extremidades do trecho injetado, quando o preenchimento então é considerado finalizado.

Comparando as metodologias de aplicação de concreto moldado *in loco* com a de concreto projetado, sabemos que os vazios se concentram de distintas maneiras, em distinta localização. Para o caso de concreto moldado *in loco*, os vazios de preenchimento são praticamente inexistentes nas laterais, estando concentradamente na calota, aumentando na proximidade do eixo do túnel, devido ao posicionamento das fôrmas e da concretagem. Para o método de concreto projetado, os vazios distribuem-se uniformemente ao longo das laterais e da calota.

Examinando os corpos de prova extraídos da estrutura antes do preenchimento de calda, o comprimento médio observado nos CPs era muito próximo à espessura do revestimento, não demonstrando a falta média de 3 cm no comprimento; nos levando a concluir, portanto, que a “acomodação” do concreto gerou esse espaço entre os revestimentos primário e secundário, e que a pressão de injeção conseguiu manter a manta de PVC encostada ao revestimento primário, eliminando bolsas de ar e preenchendo o espaço com a calda de cimento. Para a aplicação de concreto moldado *in loco*, não podemos ter esse mesmo tipo de avaliação, uma vez que as normas e Especificação Técnica de Concreto Convencional não exigem extrações de testemunhos da própria estrutura.

2.7 CONTROLE DE QUALIDADE

2.7.1 Manta PVC e soldas entre mantas

As características técnicas das mantas de PVC são definidas nos projetos e especificação técnica da Companhia do Metropolitano de São Paulo, demonstrando o atendimento aos requisitos necessários de desempenho em certificados técnicos emitidos pelo fabricante.

As principais características técnicas para as mantas de PVC são:

- Espessura - PVC/PEAD/PEBDL (EN 1849-2): - Mínima de 3 mm ± 5%, para as impermeabilizações do tipo fechada - “submarino”.
- Alongamento na ruptura à tração (EN 12311-2/ISO 527-1/3/5): - PVC: ≥ 250%.
- Resistência ao rasgamento sob pressão - (SIA Standard-280/5): mínimo 0,5N/mm² para o período de 1 hora.
- Resistência à compressão de longa duração (48h) - PVC/PEAD/PEBDL (SIA V280-14): estanque até 7 N/mm².
- Resistência a Punção (SIA Standard-280/14): estanque para altura de queda de 750 mm da ponteira padrão.

As principais especificações técnicas projetuais e executivas são indicadas abaixo:

- A superfície de aplicação deve estar regularizada, sendo obrigatória a colocação de um geotêxtil não tecido de gramatura de no mínimo 600 g/m² sobre o substrato regularizado.
- A Geomembrana de PVC deve ser instalada de tal forma que possa ser dividida em compartimentos de 300 a 500 m² e em distâncias não maiores que 10 metros, de forma a criar áreas confinadas estanques, com o objetivo de permitir a detecção, localização e reparo de

quaisquer infiltrações que possam ocorrer. Para essas compartimentações são instalados os compartimentadores (*waterbar* ou *waterstop*), que são retentores de água soldados às mantas.

- A Geomembrana deverá ter dispositivos que permitam a execução de posterior injeção, quando da necessidade de interromper eventuais infiltrações que possam ocorrer após a obra concluída. Para tanto, são instaladas junto às mantas as mangueiras para futuras injeções em caso de infiltrações.
- As soldas executas entre as mantas são soldas duplas, e sua eficácia é comprovada por testes com ar comprimido, aplicado a pressão de 2 bar.

2.7.2 Concreto

O Controle Tecnológico do Concreto é estabelecido em especificação técnica da Companhia do Metropolitano de São Paulo, devendo ser feitos ensaios de amostras retiradas do concreto fresco e endurecido, procedimentos dos quais são necessários para manter constante a qualidade exigida para o concreto. O principal ensaio é o de resistência à compressão, com a verificação do *fck* requerido nos projetos da estrutura, tanto para o concreto quanto para a calda de contato. Ensaios de recebimento são realizados para liberação do concreto a ser utilizado, e assim que liberado para o uso o concreto é amostrado em placas moldadas no ato da aplicação e próximo ao local de utilização deste concreto.

As principais características de desempenho técnico do concreto projetado para estrutura definitiva definidas na especificação técnica são:

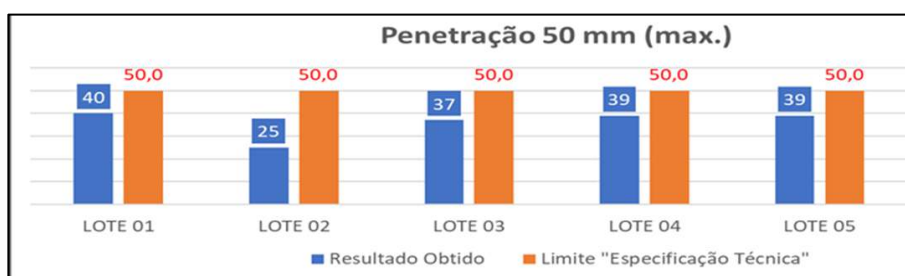
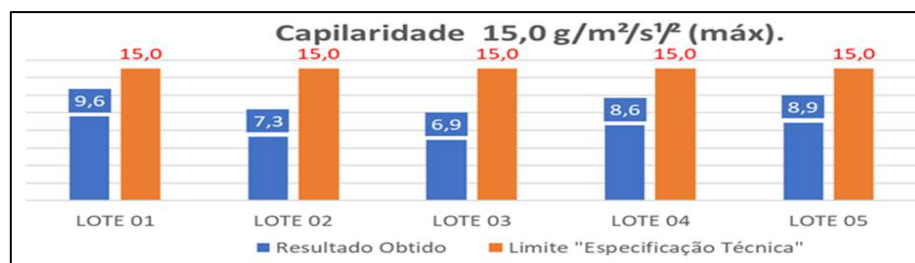
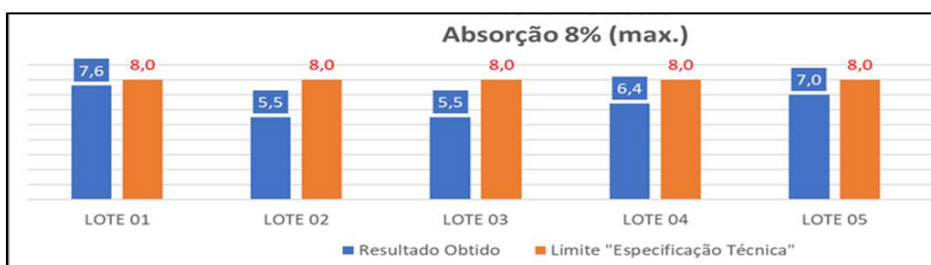
- Resistência básica à compressão axial (Método de Ensaio NBR-5739): deve ser igual ou superior a 30 Mpa.
- Absorção de água por imersão e fervura (Método de Ensaio NBR-9778): deve ser menor ou igual a 8 %.
- Penetração de água sob pressão (Método de Ensaio NBR-10787): deve ser menor ou igual a 50 mm.
- Absorção capilar (SIA 162/1): O limite de aceitação dado pelo coeficiente de absorção capilar para a idade de ensaio de 24 horas é de: $a_{24} \leq 15,0 \text{ g/m}^2/\text{s}^{1/2}$.
- Resistividade Elétrica volumétrica (NBR-9204): deve ser maior ou igual a 60.000 ohm.cm, para umidade do corpo de prova entre 4 e 4,5%.

O concreto ao momento do recebimento, é verificado pela equipe de qualidade da Construtora junto à equipe de fiscalização do Metrô, observando o atendimento ao traço especificado e aos dados de controle prévios ao lançamento, tais como temperatura, dosagem de aditivo etc.

Em um primeiro momento, num pano de teste de projeção do concreto projetado, os testemunhos extraídos da estrutura impossibilitaram a execução dos ensaios, uma vez que não existem ensaios normatizados com presença de armação no corpo de prova, e devido à espessura total do revestimento ser de 30 cm, cortando-se os trechos finais e iniciais dos CPs para a retirada da armadura (cerca de 5 a 6 cm em cada extremidade do CP), obtém-se dimensões de testemunhos também não normatizadas. Para solucionar essa necessidade de se obter testemunhos em dimensões normatizadas para a realização dos ensaios, adotou-se a metodologia de executar “janelas” nas armaduras e mapear as localizações dessas janelas, para que fosse então possibilitada a extração de testemunhos sem a presença de armação. Para a execução das janelas, foi dimensionado reforço de armadura em seu entorno, permitindo assim a projeção do concreto sem a interferência de armação nessas janelas, possibilitando a extração de testemunhos íntegros.



Foto 6 - Testemunhos (sem presença de armadura) extraídos da estrutura – camadas de concreto projetadas em malhas e em intervalo máximo de 72 horas





Figuras 3 a 8 - Resultados dos ensaios com os lotes de corpos de prova extraídos da estrutura

3 CONCLUSÃO

O acompanhamento dos serviços ao longo do seu período de execução demonstrou que a qualidade depende de desenvolvimento e revisão contínua dos procedimentos executivos, ao passo da identificação e aplicação de possibilidades de melhorias às metodologias, podendo assim, as experiências de acompanhamento trazerem lições de aprendizagem para futuras aplicações, sendo importante, ao final de cada tipo de serviço, a elaboração de relatório geral de acompanhamento, descrevendo os aspectos construtivos. Para este caso do revestimento definitivo dos túneis em concreto projetado, temos as principais lições.

Devido ao fato de não haver metodologia de suporte da armadura que não utilize barras de ancoragem junto ao revestimento primário e que necessitam de furos nas mantas, sendo, portanto, essas barras (*trumpets*) assim como as “aranhas” pontos de atenção ao sistema de impermeabilização que podem fragilizar a estanqueidade do sistema. É importante então avaliar um meio de redução dos furos. A simples utilização de pastilhas de concreto em substituição às aranhas, mostrou-se eficiente.

Para a projeção de concreto, é importante determinar período máximo para a execução de toda a espessura do concreto, desde a primeira até a última camada, de maneira que as camadas subsequentes sejam próximas, ainda com baixas idades para melhor aderência entre si, permitindo melhor homogeneidade do concreto. O período praticado de máximo 72 horas, mostrou-se eficiente.

Essa aplicação de concreto em malhas e faixas curtas, para a conclusão da espessura total mais rapidamente, além da melhor homogeneidade, também conclui mais rapidamente trechos de túneis, permitindo assim a liberação mais rápida do desligamento do sistema de rebaixamento.

O método de revestimento de túneis em concreto projetado reduz o prazo de liberação para atividades subsequentes, devido à sua execução com menor número de etapas construtivas, que elimina a montagem de forma e desforma, bem como a montagem e desmontagem de cimbramento, o que facilita também a execução do revestimento com diversas frentes de serviço simultaneamente, havendo otimização de logística de execução e consequentemente dos prazos.

4 AGRADECIMENTOS

À equipe do Departamento de Obras Civis-Túneis (GE4/E4T) que atuou de forma intensiva para que fossem executados os trabalhos em conformidade às normas e especificações técnicas e ao intenso acompanhamento dessa equipe ao controle de execução e qualidade do método adotado.

Ao Prof. Tarcísio Barreto Celestino, contratado pelo Consórcio executor desta obra para consultoria nesse trabalho e validação técnica do método de revestimento secundário de túneis em concreto projetado sobre manta de PVC.

REFERÊNCIAS

- [1] METRÔ-SP, COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO; **Especificação Técnica - Revestimento em Concreto Projetado** - ET-4-00.00.00/3J4-601
- [2] METRÔ-SP, COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO; **Especificação Técnica - Sistemas Impermeabilizantes** - ET-4-00.00.00/3M1-601

CONTRATOS *TURN KEY*: LIÇÕES APRENDIDAS COM OS CASOS DE SUCESSO EM TÚNEIS RODOVIÁRIOS BRASILEIROS

E. A. Palma Filho

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, Brasília, Brasil

A. L. P. de Lima

Empresa de Planejamento e Logística S.A. EPL, Brasília, Brasil

Resumo: A construção de obras por preço fechado em contratos do tipo *Turn Key* (tradução de “chave na mão”), em que o contratado é responsável tanto pelos projetos quanto pelas obras, é uma tentativa dos contratantes, advindos da esfera pública ou privada, em repassar todos os riscos para o contratado, mediante o pagamento (ou não) dos riscos. Nos casos de obras subterrâneas, em que não há possibilidade de conhecimento pleno do local da obra (maciço), surgem riscos de grande vulto, que podem comprometer a plena contratação e consecução do objeto. Mesmo sob essas restrições, neste artigo serão apresentados casos de sucesso de contratação de túneis rodoviários no regime *Turn Key* no Brasil, detalhando as condições de contorno que contribuíram para o sucesso dos empreendimentos, sem deixar de alertar para os riscos que a decisão imputou aos contratantes e aos contratados.

1 INTRODUÇÃO

Na contratação de obras subterrâneas, em função dos riscos advindos do fato de não ser possível conhecer plenamente as características do ambiente de construção (maciço), tem-se reverberado a máxima de que não se deve promover contratações do tipo *Turn Key*, em que todos os riscos são passados ao contratado.

Como há de se observar ao longo deste trabalho, mesmo sob essa modalidade é possível, sim, promover a contratação de obras subterrâneas que atendam aos anseios do contratante, cumprindo rigorosamente tanto o escopo, quanto o custo e o prazo.

Importante, porém, observar os detalhes que envolveram as contratações em análise, e o histórico de evolução do empreendimento, culminando em um arcabouço de informações entendido como robusto pelo mercado construtor, o que viabilizou a realização da obra a bom termo.

2 O EMPREENDIMENTO

2.1 LOCALIZAÇÃO

O Estado de Minas Gerais, conforme mostrado na Figura 1, se localiza na Região Sudeste do Brasil.

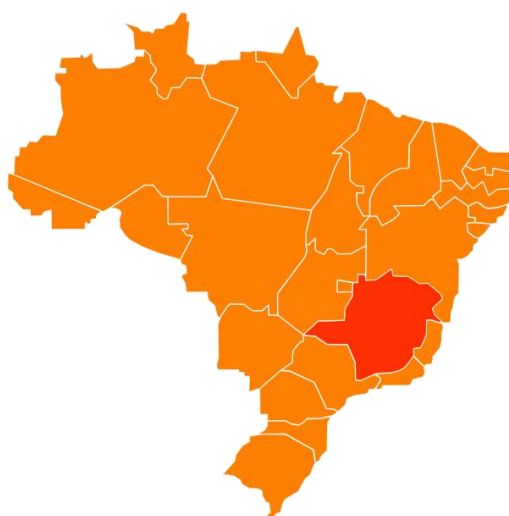


Figura 1 - Localização, Estado de Minas Gerais
(<http://www.mecar.ind.br/theme/site/img/mapa/minas-gerais.png>)

A Rodovia BR-381/MG, objeto de presente estudo, é uma ligação transversal que liga a capital mineira Belo Horizonte com o Nordeste do Brasil, chegando até a divisa com o estado da Bahia.



Figura 2 - Rodovia BR-381/MG

2.2 CARACTERIZAÇÃO

Essa rodovia, BR-381/MG, é uma importante via de ligação entre a Região Sudeste do Brasil. Além do escoamento da produção industrial do Estado de Minas Gerais, principalmente no que se refere aos produtos da indústria do aço, faz ainda a ligação dessa região com o nordeste do país, motivo pelo qual o grande número de veículos pesados nela trafegam.

Em que pese tal importância, essa rodovia ainda é uma pista simples, com apenas uma faixa de rolamento por sentido. Em função disto, no ano de 2013 promoveu-se uma licitação pública¹, por meio do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, visando a contratação dos serviços

¹ Edital RDC 165/2013-00.

para duplicar e retificar trechos da rodovia, entre a capital Belo Horizonte e a cidade de Governador Valadares-MG, numa extensão aproximada de 300 km.

Nesse contexto, foi prevista a construção de alguns túneis, a fim de possibilitar um traçado rodoviário mais moderno, acarretando redução de tempo de viagem, e por decorrência benefícios diretos aos usuários da via, conforme ilustração da Figura 3.

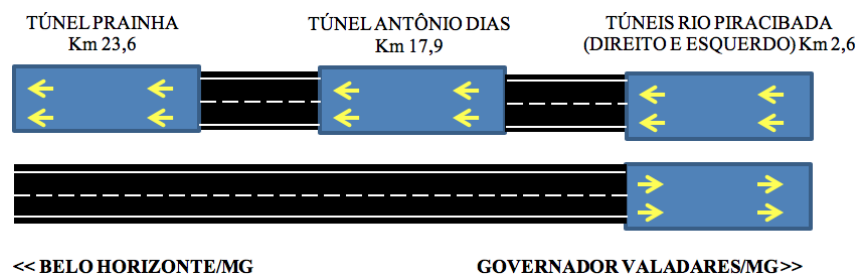


Figura 3 - Túneis na rodovia BR-381/MG

3 TIPOS DE CONTRATO PÚBLICO NA LEGISLAÇÃO BRASILEIRA ATUAL

Quando da contratação dessas obras na rodovia BR-381/MG, no ano de 2013, considerando as especificidades do contrato quanto a forma de pagamento, as Leis que regem a relação entre Público e Privado eram duas, a saber.

Por meio da Lei nº 8.666/1993, as obras poderiam ser executadas pelos regimes de:

- a) empreitada por preço global;
- b) empreitada por preço unitário; e
- c) empreitada integral.

Já por meio da Lei nº. 12.462/2011, do Regime Diferenciado de Contratações Públicas - RDC, o rol de regimes de execução, para as obras, passou a ser:

- a) empreitada por preço unitário;
- b) empreitada por preço global;
- c) contratação por tarefa;
- d) empreitada integral; ou
- e) contratação integrada.

Essa última, a contratação integrada, equivale ao *Turn Key*, motivo pelo qual será melhor detalhada.

3.1 O RDC INTEGRADO

Nas contratações internacionalmente conhecidas como "*Turn Key*", que podem ser traduzidas como "chave na mão", a contratação se dá mediante especificações técnicas e preços definidos, sendo os pagamentos efetivados à medida que os serviços (etapas e/ou fases) são concluídos. No trabalho feito por Gozzi, 2016, aborda-se a figura do contrato de EPC (*Engineering, Procurement and Construction*²), fruto dos conceitos de *Project Finance*, onde a obra é parte de um negócio, e todo o escopo relativo à obra é contratado em conjunto.

Como apresenta Carmo, 2012, neste tipo de contrato a responsabilidade perante o contratante é completa, quanto ao propósito que se destinará aquela construção, como dita no Direito Inglês de uma garantia *fit for the purpose*.

Na legislação nacional esse conceito é reproduzido pela Contratação Integrada instituída no ano de 2011, que em relação ao regime já existente de Empreitada Integral, trouxe como diferencial a possibilidade de

² Engenharia, Fornecimento e Construção, em tradução livre.

se dispensar a necessidade de um Projeto Básico previamente a assinatura do Contrato. Para tanto, traz a necessidade de que o certame contemple um Anteprojeto, o qual deverá conter, pelo menos, o seguinte³:

- a) a demonstração e a justificativa do programa de necessidades, a visão global dos investimentos e as definições quanto ao nível de serviço desejado;
- b) as condições de solidez, segurança, durabilidade e prazo de entrega,
- c) a estética do projeto arquitetônico; e
- d) os parâmetros de adequação ao interesse público, à economia na utilização, à facilidade na execução, aos impactos ambientais e à acessibilidade.

No mesmo ano de 2011, por meio do Decreto nº. 7.581/2011, que visou a regulamentação da Lei nº. 12.462/2011, aprimorou-se textualmente as necessidades de elementos a constarem em um Anteprojeto de Engenharia, que passou a incorporar a seguinte demanda:

- a) concepção da obra ou serviço de engenharia;
- b) projetos anteriores ou estudos preliminares que embasaram a concepção adotada;
- c) levantamento topográfico e cadastral;
- d) pareceres de sondagem; e
- e) memorial descritivo dos elementos da edificação, dos componentes construtivos e dos materiais de construção, de forma a estabelecer padrões mínimos para a contratação.

Esse Decreto acabou por exigir, mesmo que sem delimitar a profundidade, os elementos mínimos a serem conhecidos ao se contratar serviços relativos a Obras Subterrâneas.

Há de se destacar, entretanto, que a exigência de apresentação de elementos mínimos não afasta a possibilidade de o contratante apresentar aos postulantes de uma licitação mais do que é minimamente necessário.

Mesmo assim, ao adotar tal modalidade, deve estar o dono do empreendimento ciente dos riscos inerentes ao negócio, conforme se retrata da Figura 4.

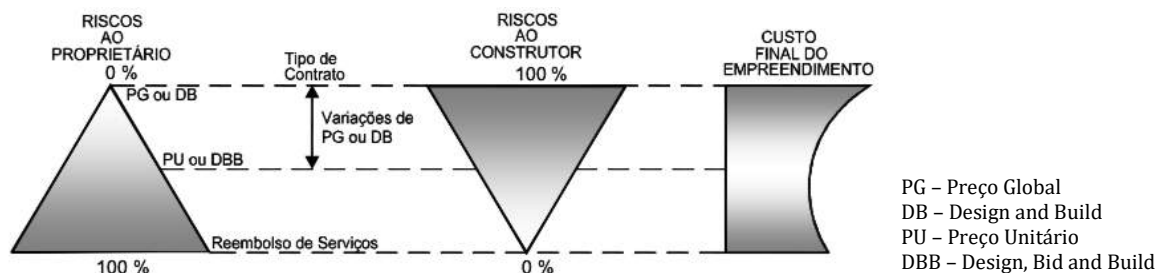


Figura 4 - Relação entre os tipos de contrato, os graus de risco correspondentes ao proprietário e à construtora e os custos finais relativos do empreendimento (IPT, 2008, modificado de CIRIA, 1978)

4 A CONTRATAÇÃO DOS SERVIÇOS

4.1 PRIMEIRA TENTATIVA

Em dezembro de 2012, por meio do Edital RDC 654/2012, o DNIT fez a primeira tentativa de contratação dos serviços para duplicação da rodovia BR-381/MG, entre Belo Horizonte-MG e Governador Valadares-MG, no qual se incluíam três túneis, num total de quatro galerias.

Utilizando da então recente legislação do Regime Diferenciado de Contratações Públicas – RDC, na modalidade Preço Global, o certame não obteve sucesso e, em março de 2013, foi revogado por interesse

³ § 2º, Art. 9º.

administrativo. Por outro lado, o mercado sinalizou que os projetos necessitavam de atualização, fato que pode ter sido a causa do insucesso.

Naquela modalidade de Preço Global, em que pese poder haver um aumento contratual de até 10% decorrente de eventuais erros de projeto, não permitiria ao contratado a possibilidade de elaborar o Projeto de Engenharia. Frente a isto, entendeu-se que o mercado não aceitou os riscos inerentes à contratação, sem poder aplicar sua engenharia, visando potencializar seu *know-how* na implementação do empreendimento, no atendimento aos preceitos do Edital.

4.2 A EFETIVAÇÃO DA CONTRATAÇÃO

Após a experiência mal sucedida na aplicação da modalidade de RDC Preço Global, o DNIT republicou o procedimento licitatório para as obras da BR-381/MG, com aplicação de RDC pelo regime de contratação integrada, julgamento técnica e preço, o Edital RDC 165/2013-00, em junho de 2013.

O regime de execução denominado contratação integrada deve ser acompanhado sempre de estudos objetivos que possam justificar técnica e economicamente a escolha do RDC, devendo-se quantificar as vantagens e desvantagens de sua adoção, bem como a obrigatoriedade da inclusão de critérios objetivos de avaliação e julgamento das propostas que contemplem metodologias executivas diferentes. Compete ao contratado elaborar o projeto básico, o projeto executivo e executar a obra, gerando economia de escala e tempo de execução.

De um total de 11 (onze) lotes de obras, dois lotes se referiam especificamente a túneis, chamados de 3.2 e 3.3. Em cada lote, os serviços a serem executados eram:

- Lote 3.2
Túnel Rio Piracicaba Pista Direita = 425 m
Túnel Rio Piracicaba Pista Esquerda = 420 m
- Lote 3.3
Túnel Antônio Dias = 560 m
Túnel Prainha = 720 m

O projeto dos túneis foi elaborado para o conceito de escavação sequencial (ou NATM), com revestimento definitivo em Concreto Projetado, com duas faixas de rolamento por sentido, sem acostamento.

Pela modelagem contratual, o detalhamento dos projetos e a construção fez parte do mesmo contrato. Com isso, e entende-se como ponto positivo, eventuais dúvidas que o projetista poderia ter sobre equipamentos ou métodos construtivos do construtor deixam de existir, pois o projeto já é feito sabendo quem irá construir, dispensando eventuais fatores de segurança complementares.

4.3 AS EXIGÊNCIAS TÉCNICAS PARA HABILITAÇÃO

Visando buscar empresas com experiência prévia nos principais serviços que serão executados, o edital de contratação exigiu como experiência mínima (Figura 5), de acordo com as normativas vigentes, demonstração de já ter executado túneis rodoviários, com extensão equivalente a metade do que estava sendo contratado.

e.4) A qualquer tempo pelo menos **uma Obra** de Construção de Túnel Rodoviário ou Similar, em NATM, com área de seção transversal $\geq 90\text{m}^2$ contendo no mínimo, as seguintes extensões:

LOTE	EXTENSÃO (km)
3.2	0,41
3.3	0,62

Figura 5 - Exigência mínima de experiência das licitantes

Da mesma forma, os serviços mais relevantes (Figura 6 e Figura 7) foram exigidos como experiência prévia, em volume equivalente a 50% do que estava sendo contratado.

e.4.1) Serviços a Serem Comprovados pela Licitante:

Comprovação de a Licitante ter executado a qualquer tempo Obras Rodoviárias de complexidade equivalente ou superior ao objeto desta licitação, contendo os seguintes quantitativos, ressaltando a vedação de somatório de atestados, de acordo com a IS nº 10/2009:

CAPACIDADE OPERACIONAL				
LOTE	SERVIÇOS A SEREM COMPROVADOS	UNID	EXIGÊNCIAS TÉCNICAS	
			QUANTIDADE EXIGIDA	(%) DO TOTAL PREVISTO
3.2	Escavação, Carga e Transporte de Rocha e/ou Solo em Túnel	m³	44.483	50%
	Concreto Projetado	m³	4.222	50%
3.3	Escavação, Carga e Transporte de Rocha e/ou Solo em Túnel	m³	61.845	50%
	Concreto Projetado	m³	5.460	50%

Figura 6 - Exigência de experiência em quantitativos – sem somatório de atestados

CAPACIDADE OPERACIONAL				
LOTE	SERVIÇOS A SEREM COMPROVADOS	UNID	EXIGÊNCIAS TÉCNICAS	
			QUANTIDADE EXIGIDA	(%) DO TOTAL PREVISTO
3.2	Cambotas Metálicas	Kg	80.250	50%
	Enfilagens Tubulares injetadas com DN ≥ 2"	m	5.754	50%
3.3	Cambotas Metálicas	Kg	102.500	50%
	Enfilagens Tubulares injetadas com DN ≥ 2"	m	7.265	50%

Figura 7 - Exigência de experiência em quantitativos – com somatório de atestados

4.4 AS INVESTIGAÇÕES FEITAS NA FASE PREPARATÓRIA

Previamente à contratação das obras, mesmo que a legislação do RDC Integrado preveja a elaboração dos Projetos Básico e Executivo pelo contratado, o DNIT já possuía um projeto para esses túneis da rodovia BR-381/MG, com nível de informação superior àquele exigido para um Projeto Básico.

Seguindo as premissas da legislação, esse projeto foi disponibilizado aos postulantes da contratação intitulado de Anteprojeto, como uma referência para o processo de precificação e planejamento das propostas.

No que se refere às investigações geológico-geotécnicas, item de grande sensibilidade quando se trabalha em obras subterrâneas, é importante destacar a previsão normativa da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, sobre o assunto.

A Norma Brasileira de Projeto Geotécnico, ABNT NBR 8.044/83⁴, em seu capítulo 12, aborda Túneis em Solo ou Rocha, e divide as etapas de investigação entre Fase de Viabilidade, Fase de Projeto Básico e Fase de Projeto Executivo, que é aquele a ser feito durante a execução da obra, com acompanhamento sistemático das frentes de escavação.

Não há indicação quantitativa dos ensaios que deverão ser feitos em cada projeto. Há apenas indicação qualitativa, no seguinte contexto:

12.2.1.1 Nos emboques, execução de sondagens geofísicas, sondagens à percussão com ensaios de penetração, sondagens rotativas de alta recuperação, poços de inspeção e retirada de amostras para execução de ensaios de laboratório, [...].

12.2.1.1 Ao longo do túnel, execução de sondagens a percussão em solos, sondagens rotativas em rochas, verticais ou inclinadas nos trechos com capeamento inferior a 50 m, no mínimo até 10 m abaixo da soleira do túnel, e sondagens geofísicas ao longo de todo o túnel [...].

Ou seja, da Norma Brasileira relativa ao assunto, se aduz que onde o futuro túnel possuir uma cobertura maior do que 50 m, não é necessário realizar investigações diretas.

⁴ Esta Norma foi atualizada em 2018.

Embora não haja a determinação quantitativa na Norma NBR 8044/83, uma orientação internacional da década de 1980 (*US National Committee on Tunneling Technology, 1984*) orienta que o bom conhecimento do maciço demandaria uma quantidade de investigações da ordem de 1,5 metros de investigação para cada 1,0 metro linear de túnel, e o equivalente a 3% do valor das obras civis investidos em investigações. Importante considerar, entretanto, que promover investigações em túneis rasos ou urbanos difere sensivelmente de investigar túneis em áreas rurais de grande cobertura. No caso em estudo, a cobertura dos túneis Prainha e Antônio Dias ultrapassaram uma centena de metros na área central (DNIT, 2012).

As investigações realizadas, de acordo com o projeto referencial para a contratação, além de promoverem investigação indireta (geofísica) em todos os alinhamentos de estudo, apresentaram os seguintes quantitativos de investigação direta:

Tabela 1 - Investigações desenvolvidas na fase preliminar à contratação

TÚNEL	Investigações		Extensão do Túnel (m)	Razão de Investigação (m/m)
	Percussão/Mista (m)	Rotativa(m)		
Antônio Dias	221,7	94,8	560,0	0,565
Prainha	128,3	76,3	720,0	0,284
Rio Piracicaba Direita	234,1	51,2	425,0	0,671
Rio Piracicaba Esquerda	294,4	44,0	420,0	0,806

Observa-se que, mesmo estando aquém das recomendações internacionais da década de 1980, o volume de investigações desenvolvido atendeu plenamente aos requisitos da NBR 8044/83, e em quantidade entendida como razoável para túneis de área rural.

4.5 A EXISTÊNCIA DE TÚNEIS NA REGIÃO DO EMPREENDIMENTO

Um ponto que pode ter auxiliado ao mercado construtor a identificar os riscos da contratação, embora não tenha servido como referência do DNIT no processo, foi a existência de diversos túneis ferroviários na região do empreendimento.

Como se observa na Figura 8, são pelo menos seis túneis ferroviários na região das obras. Assim, partindo do pressuposto que as empresas especializadas poderiam resgatar o histórico de escavação dessas obras, e relacionar o maciço com as obras a serem escavadas, entende-se que esse elemento foi positivo na obtenção de empresas interessadas no certame licitatório.

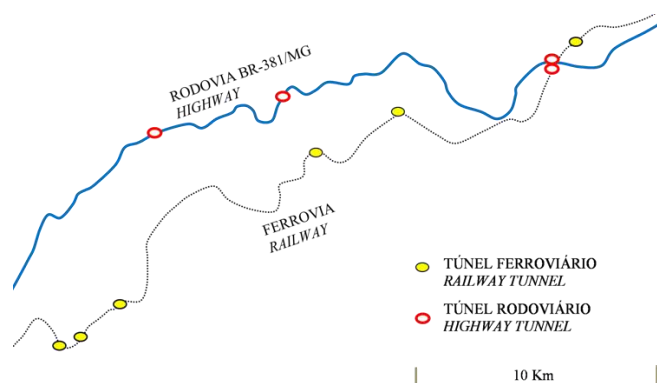


Figura 8 - Túneis ferroviários na região do empreendimento

4.6 DA ALOCAÇÃO DE RISCOS

De maneira inédita, o Edital 165/2013-00 foi a primeira contratação que se utilizou dos conceitos da contratação integrada para a construção de túneis pelo poder público.

O conceito de contratação integrada se aproxima bastante ao *Engineering, Procurement and Construction* (EPC) que tem por finalidade projetar, construir e entregar o empreendimento de infraestrutura apto a operar.

O EPC ou *Turn Key* é comum na iniciativa privada, mas pouco utilizado em obras públicas.

Na contratação integrada, se contrata por um preço certo, sendo que os prováveis aditivos são bastantes restritivos.

E isso levanta uma questão primordial. É possível contratar integralmente a execução de um túnel sem saber os riscos geológicos ou a sua alocação?

A matriz de risco revela que os riscos devem ser assumidos pela parte que tem a melhor condição de gerenciá-los, diminuindo as incertezas na execução do objeto.

Embora não houvesse, à época, normatização interna na instituição acerca dos procedimentos para promover essa precificação do risco, fez-se um trabalho de calcular uma reserva de contingência relacionada à transferência dos riscos do empreendimento (Figura 9). Posteriormente, ainda em 2013, o DNIT publicou o Guia de Gerenciamento de Riscos de Obras Rodoviárias – Fundamentos (DNIT, 2013).

$$\text{ORÇAMENTO COM RISCO} = \text{ORÇAMENTO REFERENCIAL} + \text{RESERVA DE CONTINGÊNCIA}$$

Figura 9 - Conceito do orçamento com remuneração pelo risco

Quanto a matriz de riscos, em si, mesmo que muito sucinta, em função de ser o empreendimento percussor no DNIT a adotar essa metodologia, percebe-se que todos os riscos de obra foram alocados ao contratado, incluindo aqueles advindo de eventual imprevisibilidade geológica, conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 - Parte da Matriz de Riscos I considerada na contratação (DNIT, 2013)

<i>Item de Serviço</i>	<i>Riscos Associados</i>	<i>Competência</i>
Túneis		
a) Geologia	<i>Classificação geológico-geotécnica diferente daquela prevista em Anteprojeto</i>	<i>Contratado</i>
b) Hidrogeologia	<i>Lençol freático em condições diversas daquelas apresentadas no Anteprojeto</i>	<i>Contratado</i>

Ainda como parte do Edital de licitação, apresentava-se a chamada Matriz de Riscos II, que objetivava dar o encaminhamento vislumbrado para a mitigação dos riscos, e sua devida alocação. Para os túneis, se aplicaram as partes mostrada na Tabela 3.

Tabela 3 - Parte da Matriz de Riscos 3 considerada na contratação (DNIT, 2013)

<i>Tipo</i>	<i>Descrição</i>	<i>Materialização</i>	<i>Mitigação</i>	<i>Alocação</i>
<i>Risco Geológico</i>	<i>Risco de haver acréscimos nos volumes de escavação dos túneis, necessidade de tratamentos especiais com maior consumo de aço ou concreto, ou ainda, mudança na técnica de construção prevista.</i>	<i>Atraso no cronograma Aumento dos custos</i>	<i>Contratação Integrada Remuneração do risco baseada na avaliação quantitativa. Seguro risco de engenharia.</i>	<i>Contratado Seguradora</i>

<i>Risco Geotécnico</i>	<i>Acréscimos de serviços necessários à estabilização de taludes (maior abatimento, por exemplo); aumento do comprimento ou volume nas fundações.</i>	<i>Atraso na construção Aumento do custo</i>	<i>Contratação Integrada Remuneração do risco baseada na avaliação quantitativa. Seguro risco de engenharia.</i>	<i>Contratado Seguradora</i>
<i>Construção/Montagem/Implantação</i>	<i>Risco de ocorrerem eventos na construção que impeçam o cumprimento do prazo ou que aumentem os custos</i>	<i>Atraso no cronograma Aumento nos custos</i>	<i>Contratação Integrada Seguro risco de engenharia Condições de habilitação</i>	<i>Contratado Seguradora</i>

Importante observar, principalmente na Matriz de Riscos II, que não houve uma separação clara daquilo que se entendia ser possível de mitigar pelas Seguradoras, deixando-as juntamente com as Contratadas como responsáveis totais pelos Riscos.

Para que essa alocação seja plenamente coerente, é necessário ter um grande conhecimento do mercado segurador local, para poder alocar às seguradoras apenas aquilo que é segurável, deixando então à contratada, e à administração, aquilo que melhor for possível assumir por cada parte.

A teoria do risco indica que transferir o risco para a contratada e/ou seguradora (quando cabível) é uma forma de socializá-lo, diminuindo incertezas e a insegurança jurídica.

4.7 DA PRECIFICAÇÃO DE RISCOS

Como já citado, esse Edital 165/2013-00 foi a primeira contratação do DNIT que contou com a precificação dos riscos embutidas no valor máximo aceitável para contratação.

Naquele caso concreto, a metodologia utilizada considerou, para a reserva de contingência, uma fração devido a incerteza da orçamentação, buscando confiabilidade de 90%, e outra parcela associada aos riscos, com confiabilidade de 50%, resultando nos valores referencias mostrados nas Tabela 4 e Tabela 5.

Tabela 4 - Valores referenciais Lote 3.2

Orçamento referencial (maio/12)	R\$ 51.799.062,75
Incertezas confiabilidade 90%	+ 0,85%
Riscos confiabilidade 50%	+ 9,10%
Valor máximo contratação	R\$ 56.955.095,44

Tabela 5 - Valores referenciais Lote 3.3

Orçamento referencial (maio/12)	R\$ 69.295.304,68
Incertezas confiabilidade 90%	+ 1,50%
Riscos confiabilidade 50%	+ 9,20%
Valor máximo contratação	R\$ 76.712.564,26

Em relação aos descontos obtidos junto às contratadas para a assunção dos contratos, percebe-se pela Tabela 6 que foram descontos muito baixos, ou seja, considerando o valor máximo aceito para pagamento, versus os riscos a serem assumidos, não houve, pela percepção de mercado, muita folga.

Tabela 6 - Descontos ofertados pelas contratadas

Lote	Desconto ofertado	
	%	R\$
3.2	0,01	5.095,44
3.3	0,10	112.564,26

Como os descontos ofertados pelos vencedores da licitação foram menores do que o acréscimo incorporado sobre os valores referenciais a título de contingência, subentende-se que a adequada precificação dos riscos, ao alocá-los para o contratado, foi o fator que viabilizou a contratação.

5 A EXECUÇÃO DOS CONTRATOS

5.1 CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS DOS TÚNEIS DO LOTE 3.2

Os túneis Rio Piracicaba desenvolveram-se em maciço de domínio geológico constituído de gnaisses. Nos emboques ocorre a presença de solos saprolíticos, arenoso e micáceos.

Os túneis foram executados pelos conceitos definidos no NATM (*New Austrian Tunneling Method*), que prevê, em síntese, a aplicação dos suportes o mais rápido possível após cada lance de escavação e o controle sistemático das deformações, além de nos trechos em solo, o fechamento da seção com arco invertido (*invert*) ou contra abóbada.

Com caracterização geral da sistemática da execução do túnel, foi considerada a execução da escavação da abóboda e a instalação do revestimento de primeira fase ao longo de toda extensão do túnel, executando o rebaixo e o revestimento de 2ª fase após o vazamento do túnel em abóbada.

Para a escavação em rocha nos maciços de classe I, II e III, tanto da abóboda quanto do rebaixo foi utilizada a técnica de desmonte a fogo controlado. Nos trechos em solo, emboques, foi utilizado o avanço sistemático de enfilagem tubular injetada e avanço com contraforte na frente, o que proporciona um adicional na segurança executiva.

Para o tratamento dos taludes foi executado solo grampeado com chumbadores de 12 m, canaletas de proteção para água pluvial e tratamento com hidrosemeadura. Os espelhos dos emboques foram tratados com tirantes de alta performance e cortina com dupla tela.



Figura 10 - Túnel Rio Piracicaba - Emboque Governador Valadares

Figura 11 - Túnel Rio Piracicaba - Emboque Belo Horizonte



Figura 12 - Túnel Antônio Dias - Visão geral

Figura 13 - Túnel Antônio Dias - Emboque Belo Horizonte



Figura 14 - Túnel Prainha – Emboque Governador Valadares
 Figura 15 - Túnel Prainha – Emboque Belo Horizonte

5.2 DESEMPENHO CONTRATUAL

As obras dos lotes 3.2 e 3.3 da rodovia BR-381/MG, integrantes de um conjunto de contratos pioneiros por terem lançado mão do modelo de Regime Diferenciado de Contratações – RDC para contratação demonstraram um comportamento de desempenho que foi possível ver em outras obras contratadas pela mesma modalidade, e que não sofreram restrição orçamentária.

Pela experiência dos autores, os contratos até então convencionais para obras, pela Lei 8.666/93, resultavam num imediato desempenho de campo, por já terem Projetos para execução. Porém, ao longo da execução, ao se depararem com necessidade de ajustes nos projetos e contratos (entendido como normais nas obras de grande porte), havia uma redução drástica de produção, que via de regra resultada em atraso para conclusão do empreendimento.

Já para o RDC, enquanto as condições fiscais do país permitiram um fluxo contínuo de recursos para as obras, o que se observou foi que, nos primeiros meses de contrato, dedicou-se todo o tempo para elaboração e aceitação dos projetos de engenharia, bem como para o planejamento das obras. Por consequência, a curva de desempenho tem uma ascensão retardada comparada com o outro modelo (Figura 16), mas tendendo a acabar os serviços no prazo pactuado, em função da possibilidade de melhor estudar o empreendimento, previamente ao início dos trabalhos em campo.

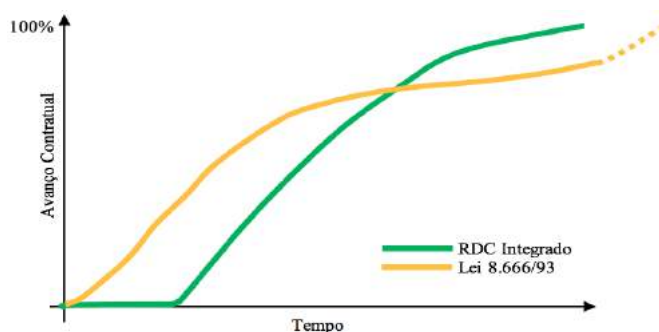


Figura 16 - Percepção dos autores quanto a evolução de contratos Lei do RDC versus contratos Lei 8.666/93. Elaboração própria.

Ao se olhar o desempenho específico dos contratos dos lotes 3.2 e 3.3, confirma-se o entendimento mostrado na Figura 16. A Figura 17 mostra a evolução do contrato do lote 3.2, e a Figura 18 mostra a evolução do contrato do lote 3.3.

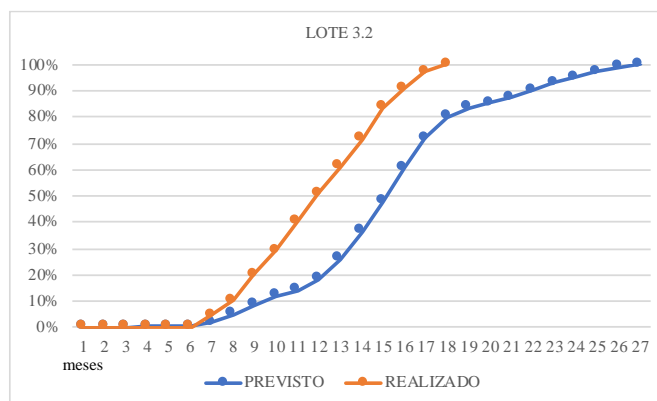


Figura 17 - Evolução contratual lote 3.2

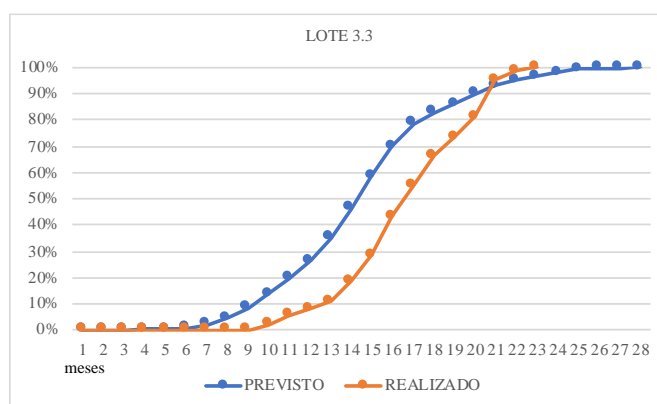


Figura 18 - Evolução contratual lote 3.3

Como se vê, o desempenho dos contratos foi semelhante, com ambos no concluindo no prazo pactuado, e sem necessidade de acréscimo contratual (aditivos). No lote 3.2, inclusive, se percebe que o contrato terminou muito antes do previsto. Ocorre que, comparado aos túneis do lote 3.3, entende-se que essa foi uma obra mais compacta, feita ao lado da rodovia existente, permitindo concentrar equipamentos e equipes em apenas um local.

6 CONCLUSÕES

Em função das características inerentes às obras do ambiente subterrâneo, não tem sido prática internacional contratar a execução de túneis na modalidade *Turn Key*.

Entretanto, o caso mostrado neste artigo ilustra que não se pode afastar nenhum tipo de modalidade como sendo impossível de se obter êxito na finalização do objeto a bom termo.

Ao lançar mão da então nova legislação para contratação, o RDC, o DNIT de certa forma correu riscos, pois não havia histórico de contratações nessa modalidade. Mesmo assim, ao formular uma prática de valoração para os riscos e incertezas, chegou a um valor referencial que viabilizou a contratação, tendo o mercado construtor aceito todos os riscos a ele imputados.

Entende-se, também, que pesou a favor do sucesso da contratação a curta extensão dos túneis, e o nível de informações disponíveis nos projetos referencias. Ainda, o fato da região do empeendimentos ter a presença de túneis ferroviários também serviu de indicativo de normalidade das condições do maciço.

Os autores têm conhecimento que pelos outros três órgãos ou entidades públicas (Sabesp-SP; Ministério do Desenvolvimento Regional – MDR e Conder-BA) lançaram mão do RDC Integrado para contratar obras

de Túneis, e tais obras estão concluídas. Um melhor compartilhamento de dados dessas demais entidades, tal feito neste artigo, irá permitir uma aperfeiçoamento neste modelo de contratação.

REFERÊNCIAS

- [1] CARMO, Lie Uema do. (2012) **Contratos de construção de grandes obras**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 279 p.
- [2] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (2012) **Projeto de Engenharia dos lotes 3.2 e 3.3 da rodovia BR-381/MG**.
- [3] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (2013) **Guia de Gerenciamento de Riscos de Obras Rodoviárias – Fundamentos**. 39p. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/download/servicos/guia-de-gerenciamento-de-riscos-de-obras-rodoviarias/guia-de-gerenciamento-de-riscos-fundamentos.pdf>
- [4] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (2013) **Edital de Licitação RDC 156/2013-00**. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/editais/consulta/resumo.asp?NUMIDEdital=3967>.
- [5] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (2019) **Análise de Riscos – Regime de Contratação Integrada**. 31p. Disponível em: http://www.dnit.gov.br/noticias/dnit-recebe-integrantes-do-governo-do-distrito-federal/2019_06_17-analise-de-riscos.pdf/view
- [6] GOZZI, Elcio Fagundes Marques. (2016) **Contratos de EPC (Engineering, Procurement and Construction) e o padrão FIDIC**. Dissertação de Mestrado. Escola de Direito de São Paulo, Fundação Getúlio Vargas. 94 p.
- [7] INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO - IPT. (2008) **Relatório Técnico N. 99 642-205**. Volume 1/2. Investigação e análise do colapso da Estação Pinheiros da linha 4 do metrô de São Paulo-SP.

CONSTRUÇÃO DO MAIOR TÚNEL RODOVIÁRIO DO BRASIL – RODOVIA DOS TAMOIOS, CARAGUATATUBA/SP

Pedro Paulo Monteiro Soares dos Anjos

Construtora Queiroz Galvão S/A - Caraguatatuba, SP, Brasil

Resumo: Este artigo pretende contribuir com uma breve apresentação das principais ações e resultados adquiridos, tanto no desenvolvimento do projeto, como nos métodos de execução durante as escavações subterrâneas para a execução da estrutura. O dimensionamento dos sistemas de drenagem, ventilação e as saídas de emergências na fase de construção e operação, atrelado com as especificidades e aspectos geológicos geotécnicos da região da Serra do Mar, foram cruciais para o desenvolvimento do projeto final. Aliado a isso, foram aplicadas as melhores técnicas de engenharia de reforço estrutural e condicionamento da qualidade do maciço adjacente.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho tem por objetivo apresentar as especificidades geológicas/geotécnicas e aspectos operacionais do projeto da construção do maior túnel rodoviário do Brasil que se encontra atualmente em sua fase construtiva. O túnel 3/4 com extensão 5.559,79 m faz parte de um complexo de túneis, que compõem a obra de duplicação do trecho de serra da rodovia dos tamoios. Sendo escavado em rochas metamórficas de baixa a alta qualidade geomecânica, seu traçado transpassa ao longo das escarpas e topografia acidentada da região da Serra do Mar.

São abordadas as principais feições relacionadas a geologia, geotecnia e estruturas dos maciços escavados, os aspectos e critérios de projeto, metodologias e processos construtivos relacionados à implantação da estrutura.

1.1 LOCALIZAÇÃO

A obra de duplicação da rodovia dos tamoios inicia no km 60+480 ao 82+000, sendo 12,6 km em túneis (T1 a T5) na Serra do Mar, no município de Caraguatatuba. Este trecho do traçado da Rodovia Nova Tamoios encontra-se em sua maior parte, em áreas do Parque Estadual da Serra do Mar (PESM).

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS - GEOTÉCNICOS

2.1 GEOLOGIA REGIONAL

Neste tramo da Rodovia SP-099, os túneis serão escavados no maciço rochoso do Complexo Costeiro (segmento S-SE da Faixa de Dobramentos Ribeira, de idade Neoproterozóica), que apresenta traços estruturais predominantes orientados N60-70E conforme uma macroestrutura de cisalhamento dúctil (CPRM, 2005; DIAS NETO, 2001). A faixa Complexo Costeiro está contida num sistema cuja principal estrutura regional foi gerada como uma “flor positiva” por deformação dúctil em regime transpressivo, conforme descrito por vários autores (SILVA, *et al.*, 1977; CAMPANHA & ENS, 1993; CAMPANHA & ENS, 1996; MAFFRA, 2000, apud DIAS NETO, 2001).

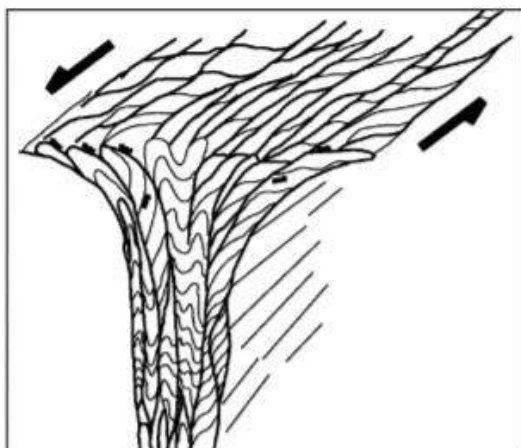


Figura 1 - Esquema simplificado demonstrativo da estrutura em Flor
 (Adaptado de EBERT & HASUI, 1998, por DIAS NETO, 2006)

Esta porção do litoral encontra-se recortada por falhas transcorrentes: Natividade, Barro Alto e Camburu, as quais delimitam blocos de características próprias: Jurubatuba, Paraibuna, Ubatuba e São Sebastião (MELO & PIRES, 1977), conforme esboço apresentado na Figura 2.2, a seguir.

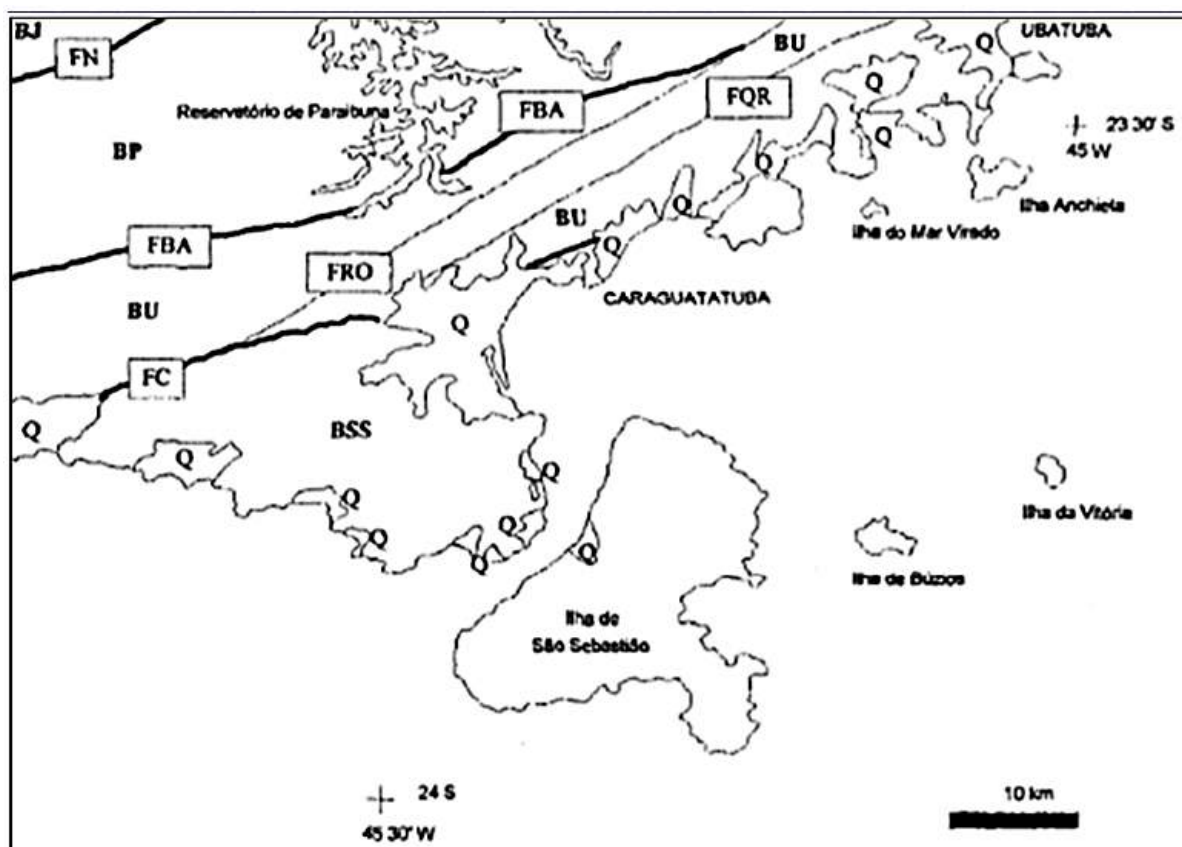


Figura 2 - Falhamentos Regionais e Blocos Tectônicos que abrangem a Área (escalonados em degraus): FN (Falha de Natividade); FBA (Falha do Bairro Alto); FRO (Falha do Ribeirão do Ouro); FQR (Falha dos Quinhentos Réis); FC (Falha do Camburu); BJ (Bloco Jurubatuba); BP (Bloco Paraibuna); BU (Bloco Ubatuba); BSS (Bloco São Sebastião); Q (Depósitos Quaternários). (Garda, G.M. 1995).

O Mapa geológico da área (reproduzido na Figura 4) contendo o trabalho compilado do mapa da CPRM, de levantamento geológico de campo, interpretação fotogeológica da faixa e resultados de sondagens (em pontos acessíveis), foi apresentado pelo DER na relação de documentos para a licitação da SP-099, junto ao relatório técnico que subsidiou o “Projeto Básico – Geologia Local e Aspectos Geológico-Geotécnicos Gerais”.

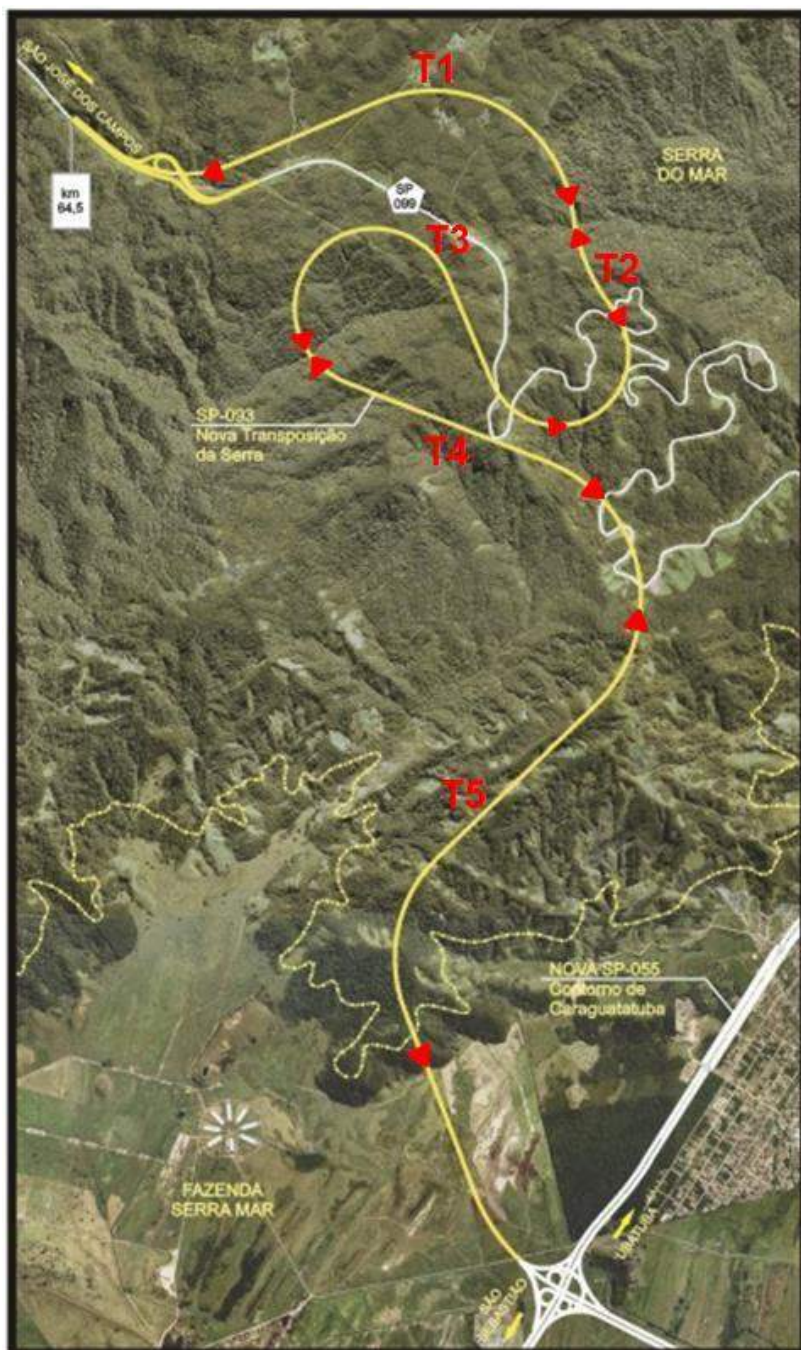


Figura 3 - Foto aérea com o traçado da Nova Tamoios
(Fonte: Relatório geológico-geotécnico do Projeto Básico – Edital de licitação)

2.2 GEOLOGIA LOCAL

O túnel 3/04 está inserido no domínio do Gnaiss facoidal, litotipo de maior predominância na Serra. A rocha possui cor cinza-rosada, de granulometria média a grossa, foliação bem marcada pelo estiramento mineral e presença de minerais máficos, principalmente biotita. Predominância de intercalações de granito/gnaiss fino ao longo da foliação com mergulho sub-horizontal a pouco inclinado para sudeste/sudoeste, apresentando concentração de biotita ao longo do plano. Nota-se que os veios pegmatíticos apresentam-se estreitos e discordantes da foliação, formando um padrão inclinado no espelho dos túneis.

A caracterização estrutural de superfície e implicações na hidrogeologia segundo relatórios de consultores e especialistas geotécnicos externos, previa que pela mapeamentos do local e desenvolvimento do traçado em forma de laço, sua compartimentação predominantemente seria composta por gnaisses leucocráticos (facoidais), transpassando a falha do Ribeirão do Ouro em dois pontos (vide figura abaixo), penetrando em um segmento de gnaisses granitóides fortemente afetados por ocorrência de falhas. Apresentou também trechos de profundidade próxima a pouco mais de 300 m onde ocorreram fenômenos como escamamentos e "rockburst" devido as altíssimas alívios de tensões do maciço e pressões hidrostáticas.

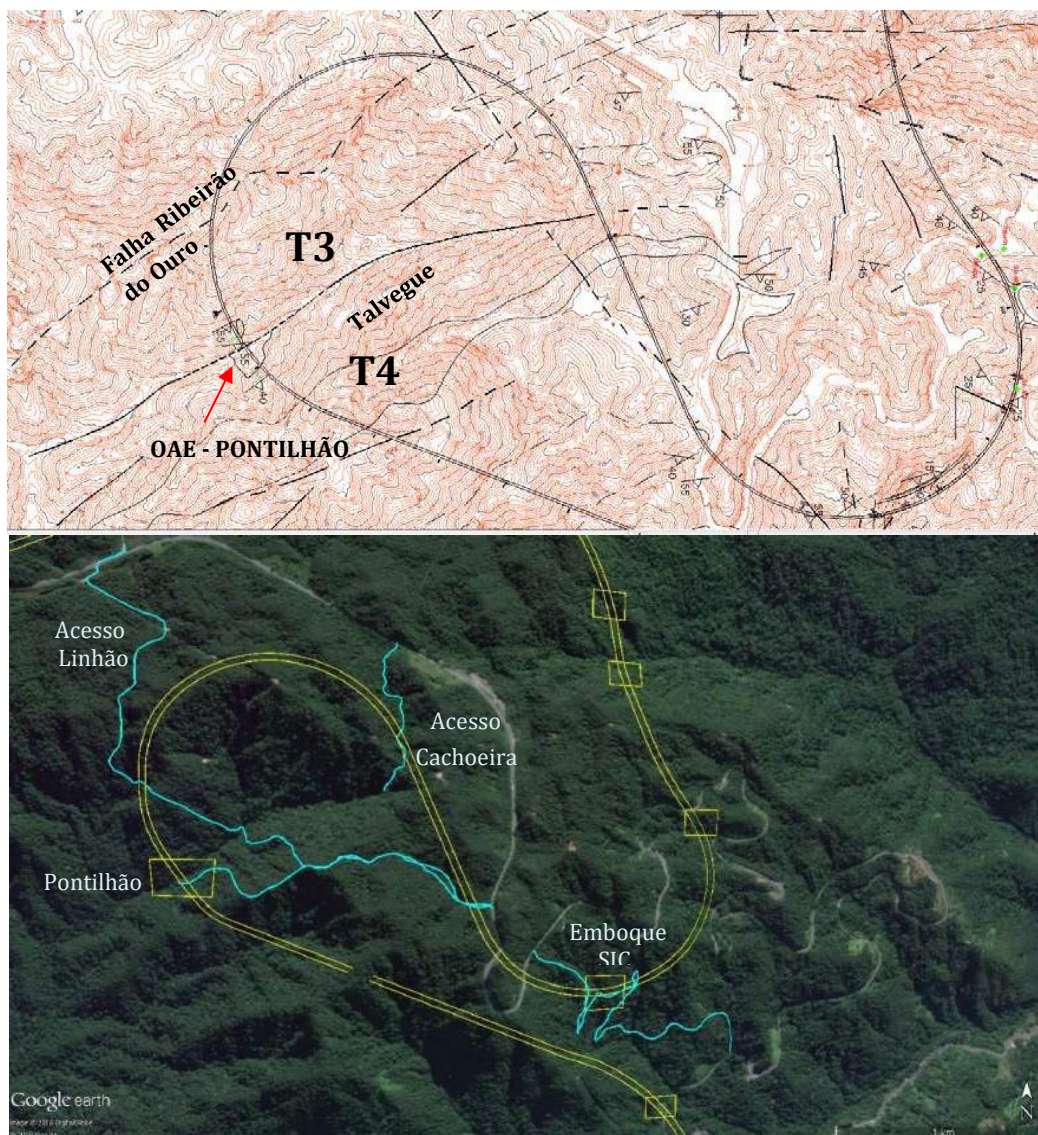


Figura 5 - Implantação geométrica e ortofoto do traçado do túnel T3 acima da linha do talvegue e T4 abaixo da linha (Fonte: Construtora Queiroz Galvão)

2.3 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Durante o projeto básico e executivo foram executados mapeamentos geológicos de superfície e investigações de subsuperfície na forma de sondagens diretas com metragem total acumulada de aproximadamente 650 m em perfurações, sendo em média 350,72 m em solo e 299,28 m em rocha, além dos poços de inspeção e geofísicas concentradas nas proximidades dos emboques. Foi realizado o levantamento através de inspeção geológica e investigações geofísicas acompanhando o alinhamento dos túneis, principal e serviços, cortada por seções transversais próximas as sondagens da região do talvegue entre os túneis 3 e 4. Todo o levantamento geofísico buscou compreender a evolução dos tramos de alta cobertura a partir de regiões com a informações de sondagem, de modo que os dados possam ser extrapolados para as demais áreas dos túneis.

O fato de a obra encontrar-se em área de preservação, fez com que a execução de sondagens fosse limitada apenas aos locais onde a alternativa intercepta ou encontra-se próxima ao traçado atual da Rodovia dos Tamoios ou estradas vicinais.

3 ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO

3.1 CONDICIONANTES GEOMÉTRICAS

O túnel principal tem extensão de 5.559,79 m, localiza-se entre as estacas 10283+3,70 e 10444+14,00, adquirindo alta cobertura ao longo de quase todo o traçado, variando na média entre 100 m e 300 m.

A seção transversal apresenta dimensões internas aproximadas a 15,0 m de largura por 9,50 m de altura, com área de escavação de 120 m², já o túnel de serviços tem extensão 5.655,87 m, sendo maior por causa da curva, mantendo o paralelismo, e o afastamento entre túneis de 15,75 m a 30,00 m. Sua seção transversal é inferior correspondente a 33 m².

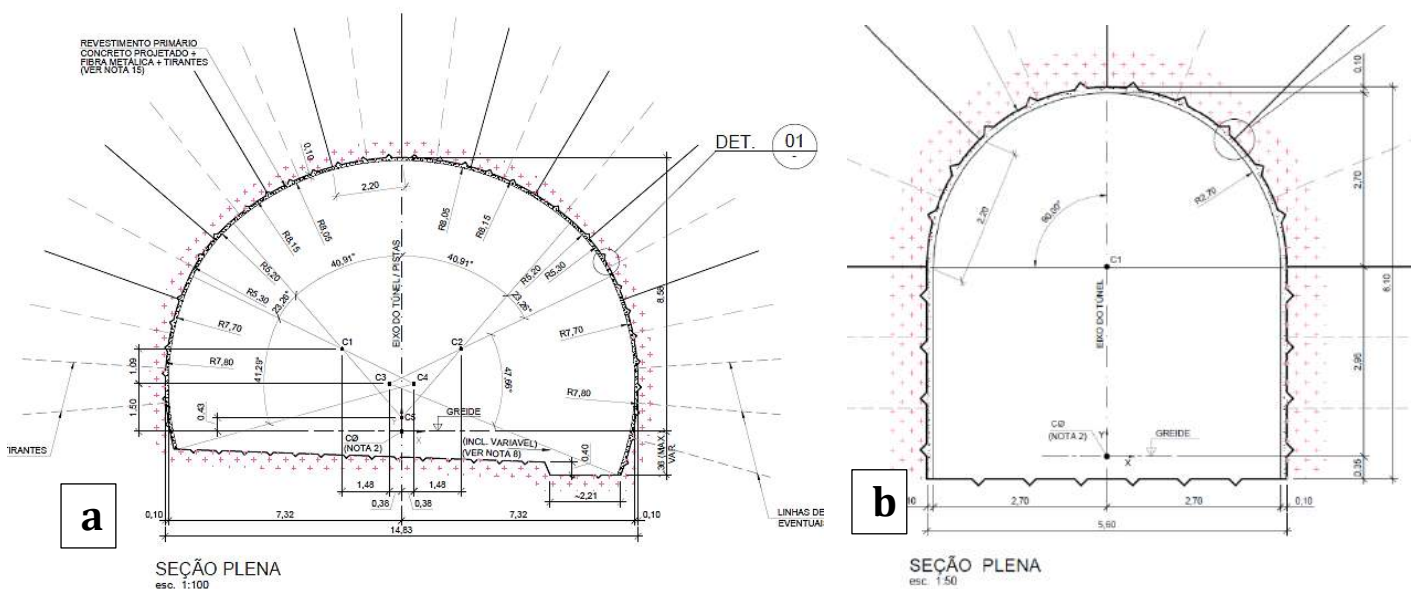


Figura 6 - Geometria dos Revestimentos do Túnel 3-4 – (a) Principal e (b) Serviços.

(Fonte: Projetos Executivos Construtora Queiroz Galvão)

3.2 CONSTRUÇÃO

Os estudos no período do projeto executivo contribuíram para a otimização de um novo traçado, caracterizado pela união do T3 com o T4, excluindo assim do projeto o pontilhão no talvegue, entre as estacas 10440 e 10450. A planta a seguir (Figura 8) mostra o traçado antigo ou original da licitação, e o novo traçado proposto.

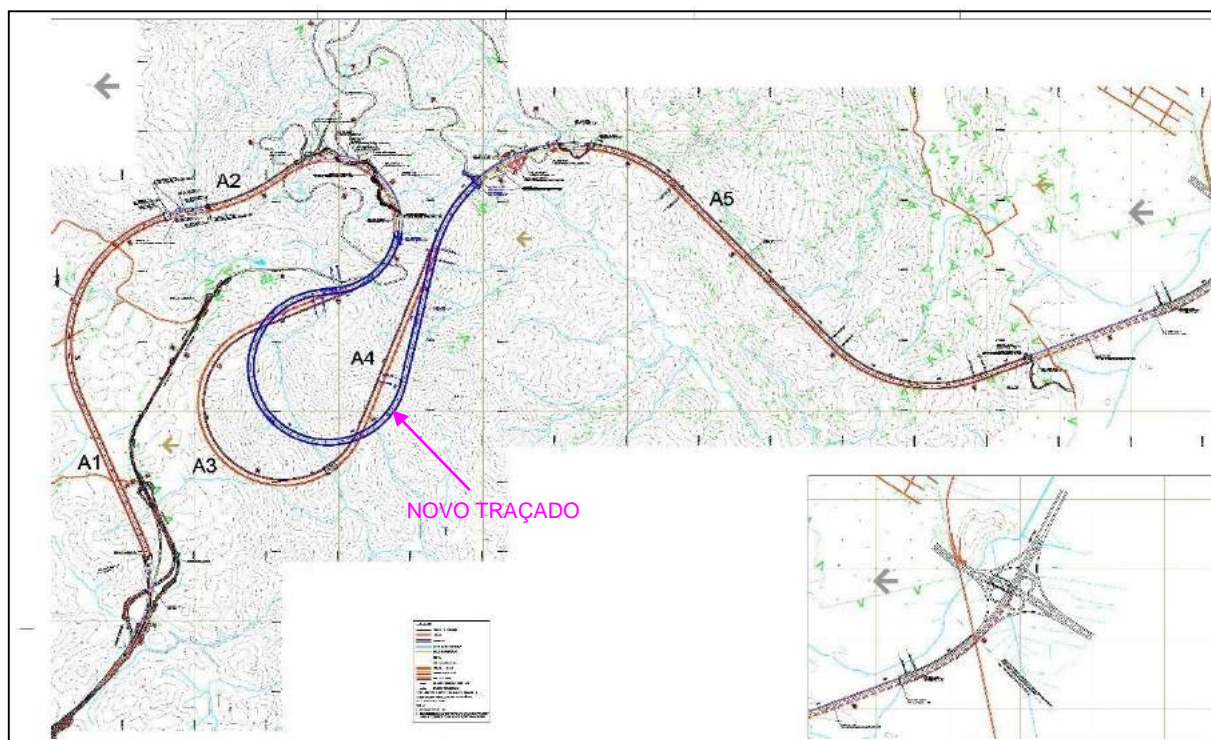


Figura 7 - Planta do comparativo entre traçados da Nova Tamoios

Um dos condicionantes geológicos favoráveis com o traçado alternativo, foi que uma boa porção em curva da alça do Túnel 3 não seria mais interceptada pela Falha Ribeirão do Ouro como previsto em projeto, mas, se situaria a sul desta falha e ao norte do linear do vale que separa os atuais emboques dos dois túneis.

Com a fusão dos túneis 3 e 4, foi realizada nova uma vistoria do corpo de bombeiros com o objetivo de avaliar as condições referentes ao sistema de ventilação e saídas de emergências do traçado proposto, ficou determinado que as medidas de segurança para operação do mesmo, deveria atender as condicionantes postas conforme instrução técnica N°35/2019, item 5.7.4.2 aborda que:

“Túneis não urbanos unidirecionais com extensão superior a 3.000 m podem ser dotados de sistema de controle de fumaça longitudinal, composto por jato ventiladores, desde que haja um sistema de extração massiva da fumaça a cada 3.000 m.”

Para atendimento desta exigência, foi elaborado todo o dimensionamento do túnel de ventilação (*shaft*) que quando em operação, irá corroborar o sistema de ventilação longitudinal do túnel principal com a extração massiva dos ares viciados, permitindo o controle da fumaça durante os incêndios e a descarga do túnel em caso de acúmulo de fumaça. Na planta (Figura 9) ilustra a implantação em relação ao projeto executivo.

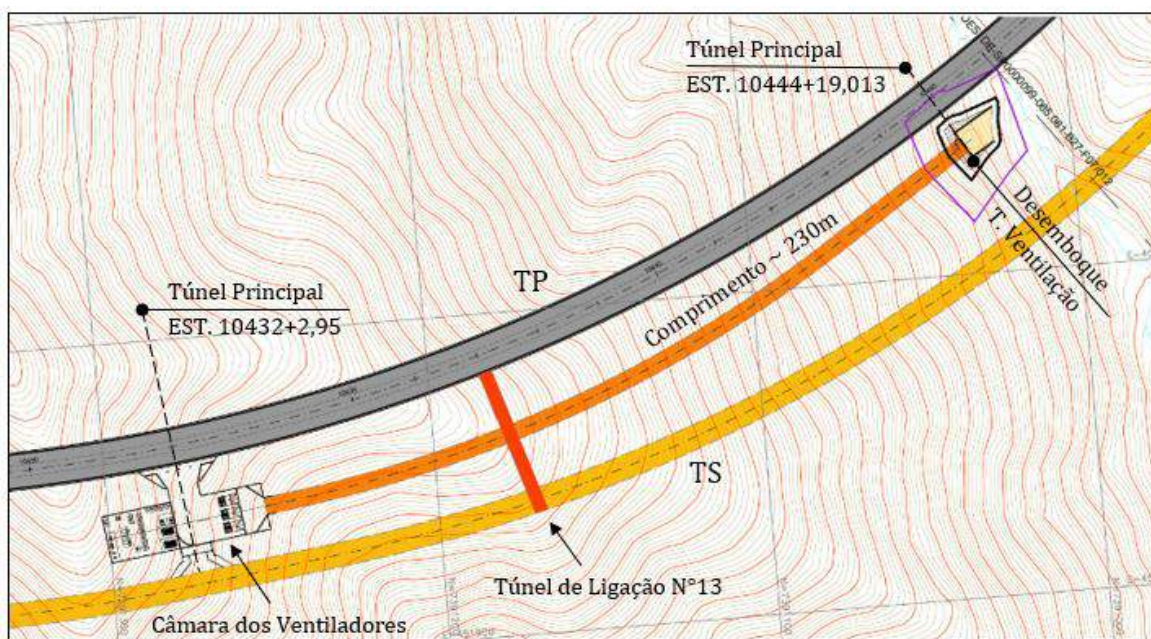


Figura 8 - Planta com a Posição Câmara dos Ventiladores e túnel de Ventilação
 (Fonte: Projeto executivo - Construtora Queiroz Galvão)

Com o avanço das frentes escavação dos tuneis principal e serviços, chegando no trecho compreendido da câmara, para que fosse dado o início das escavações do túnel de ventilação entre as estacas 10431 e 10433 foi elaborado uma metodologia construtiva dando-se sequência primeiramente ao túnel de acesso, em segundo a seção alargada para execução da câmara dos ventiladores, e por último o túnel de ventilação com o sentido da escavação contrário as escavações do túnel principal e serviços, e inclinação ascendente do greide de 10% até o seu pleno desemboque. A cota do greide do desemboque em relação ao teto do túnel principal é de aproximadamente 25 m de altura, vale ressaltar que túnel ligação n°13 teve cobertura de até 10 m, quando interceptado pelo túnel de ventilação pelas escavações.

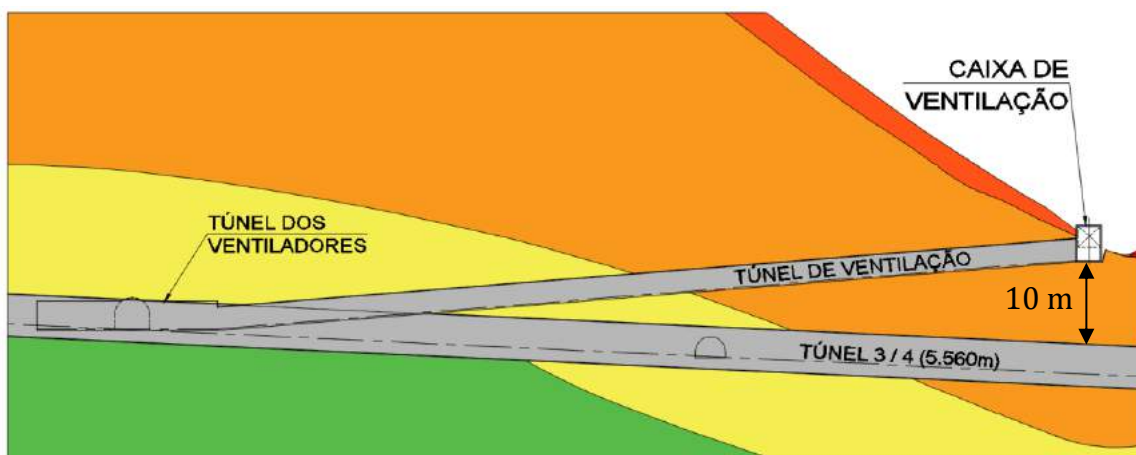


Figura 9 - Perfil Geológico Geotécnico do Túnel de ventilação necessário após integração do Túnel 3 com o Túnel 4 e conformação do Túnel ¾ (Fonte: Projeto executivo - Construtora Queiroz Galvão)

Para o funcionamento correto do sistema de ventilação foi desenvolvido uma “câmara” para implantação dos seis jatos ventiladores com 3,20 m de diâmetro e vazão de 103 m³/s de que irão auxiliar na extração massiva da fumaça em casos de acidentes dentro dos túneis.

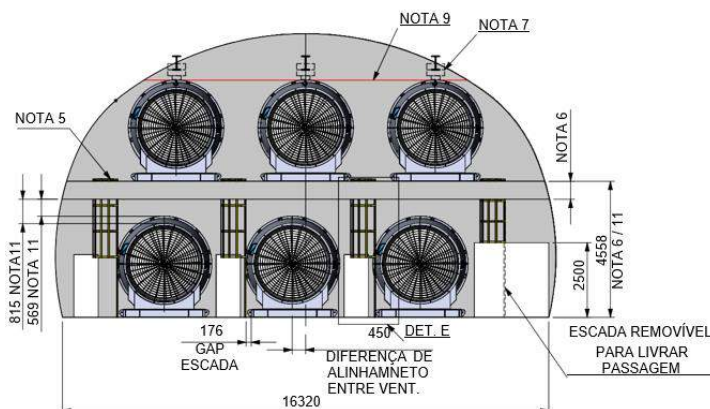


Figura 10 e 11 - Detalhes ilustrativos do jato ventilador e disposição em relação à câmara dos ventiladores

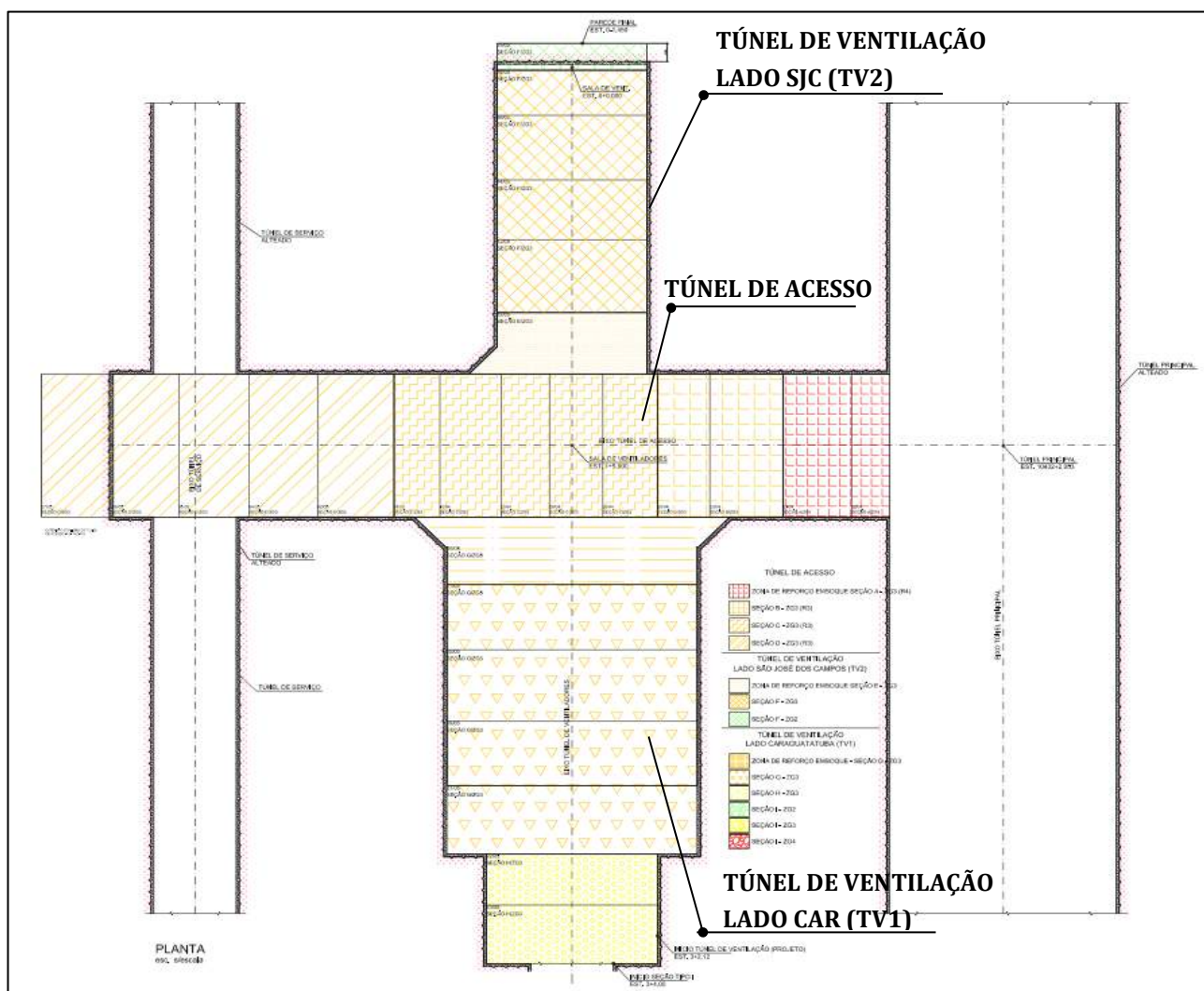


Figura 12 - Resumo das atividades relacionadas à escavação do túnel de ventilação

As escavações do túnel de Acesso pelo túnel principal tiveram início no dia 22/04/2020 e foram concluídas no dia 07/05/2020, após 14 avanços em seção plena, totalizando 55,6 m. A partir do túnel de acesso foram executadas as escavações do túnel de ventilação TV2 – extensão do túnel de ventilação em direção ao lado São José dos Campos – escavado em seção plena entre os dias 12/05/2020 e 19/05/2020,

totalizando 22,65 m em seis avanços. As escavações na direção do túnel de ventilação propriamente dito tiveram início no dia 09/05/2020 e foram concluídas no dia 15/08/2020, após 256,65 m escavados em 67 avanços em seção plena.

Dentre várias das soluções técnicas utilizadas ao longo obra, uma das principais para o sucesso durante o decorrer das escavações dos túneis, foi a utilização de estações robótica atreladas ao *softwares* de georreferenciamento embarcados nos jumbos. A que a cada ciclo de escavação as estações além de navegar e posicionar os equipamentos, escaneavam as seções topográficas ao longo de todo traçado de modo a verificar e corrigir não apenas a conformidade aos critérios de regularidade, com a aderência a geometria com o projeto.

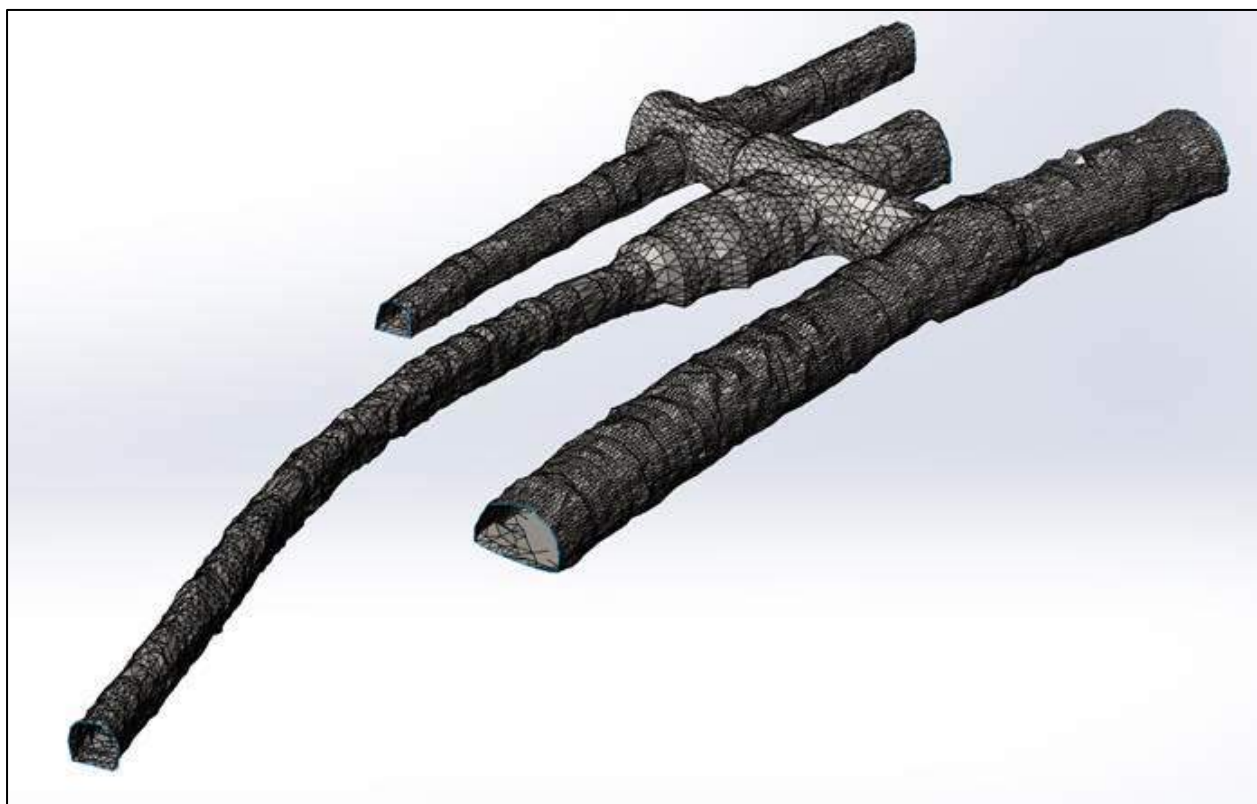


Figura 13 - Perfil do levantamento topográfico das escavações

4 CONCLUSÃO

O projeto de um túnel deve ser de maneira suficientemente dinâmico e ter flexibilidade nas propostas e nos métodos construtivos, de modo a se aderir ao cenário de obra real "*in situ*".

Por terem sido executados totalmente através do método NATM, as adaptações no tratamento definitivo, bem como passos de avanço fora realiza baseadas em cima dos mapeamentos e análises de campo com o auxílio de campanhas de furos de investigação e execução de DHPs ferramentas estas que propiciaram um melhor entendimento das condições hidrogeológicas e geotécnicas locais, levando em consideração toda a complexibilidade da região onde o túnel está inserido, respeitando os procedimentos operação, minimizando o impacto ambiental.

A atividades e inspeções da equipe de acompanhamento técnico de obra (ATO) e a projetista foram fundamentais para as retroalimentações na modelagem de projeto para que as alterações ocorressem dentro de tempo hábil e na dinamização dos processos construtivos, assim garantindo a entrega do cronograma executivo final com qualidade e segurança construtiva.

REFERÊNCIAS

- [1] CAMPANHA, G. A. C.; ENS; H.H. **Estruturação Geológica da Serra de Juqueriquerê, São Sebastião, SP**. Boletim Instituto de Geociências. Série Científica, v. 27, 1996.
- [2] CAMPANHA, G.A.C.; ENS, H.H. (1993) **Estrutura Geológica na Região de São Sebastião**. In: Simpósio de Geologia do Sudeste, 1993.
- [3] DIAS NETO, C. M. **Evolução Tectono-Termal do Complexo Costeiro (Faixa de Dobramentos Ribeira)**. São Paulo, 2001. 160p. Tese (Doutorado em Geociências) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo
- [4] MAFFRA, C. Q. T. **Geologia Estrutural do Embasamento Cristalino na Região de São Sebastião, SP: evidências de um domínio transpressivo**. São Paulo, 2000. 113p. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo.
- [5] MELO, M.S. & PIRES NETO, A.G. **Esboço geológico da província costeira entre as Serras do Juqueriquerê e Parati, Estado de São Paulo**. In: Simpósio Brasileiro de Geologia, 1. São Paulo. 1977.
- [6] SILVA, A.T.S.F.; ALGARTE, J.P.; CHIODI FILHO, C.; HIODI, D.K. and FERNANDES, N.A. 1977). **O Complexo Bairro do Marisco (Caraguatatuba-SP)**. In: Simpósio de Geologia Regional, 1., São Paulo, 1977. São Paulo, SBG. p. 74-90

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SEÇÕES TRANSVERSAIS EM CONCRETO ARMADO DE TÚNEIS UTILIZANDO ANÁLISE PLÁSTICA

L.S. Atanasio

Infra7 Engenharia – Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), SP, Brasil.

M. Marquesi

EGT – Pontifícia Universidade Católica de São Paulo (PUCSP), SP, Brasil

Resumo: A análise plástica no dimensionamento de seções transversais em concreto armado de tuneis, foram aqui definidos e detalhados como diretrizes para atuação em situações de projeto. Desta forma, a análise e interpretação dos dados obtidos se mostram essenciais durante a fase de concepção e dimensionamento da estrutura, pois os dados se tornam informação para entendimento do processo mecânico, identificação do comportamento normal, detecção de momentos máximos e momentos resistentes. O estudo abrangeu a intenção ao tema com apresentação do histórico da construção de tuneis, métodos construtivos mais comuns, fase inicial de projetos, tipos de material mais utilizados na construção de tuneis e comportamento mecânico dos mesmos. Neste sentido, o objetivo deste trabalho foi estudar a análise plástica por meio de um estudo de caso de dimensionamento de seções transversais de um túnel, localizado no estado do Rio de Janeiro, o caso de estudo avaliou a análise plástica e seus benefícios quando em estruturas hiperestáticas, onde se parte do princípio, que uma estrutura hiperestática ainda é capaz de absorver maiores cargas àquela que provocou o primeiro escoamento da armadura por meio da redistribuição dos esforços, principalmente quando em estruturas especiais, como é o caso de túneis, devido principalmente as grandes cargas onde utilizando apenas a análise elástica seria necessário o aumento das seções. Com os dados disponíveis, foi demonstrado um fluxograma detalhado da análise plástica, bem como seus benefícios para o dimensionamento de seções transversais de concreto armado de tuneis.

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo a construção civil vem se deparando com um problema que se agrava com o passar do tempo, no século XXI, mais do que em qualquer outro, a crescente alta da população demanda cada vez mais construções destinadas a principalmente moradia, mas também a comércios, serviços e produtos. A construção vertical se faz necessária e de grande adesão por parte dos profissionais atuais, porém para o transporte da grande população, bem como para suprir a demanda de água e por sua vez a destinação de esgoto, e também o escoamento das precipitações principalmente em grandes metrópoles se faz necessários construções subterrâneas chamadas de túneis. Teixeira (2009, p. 17) expressa que túnel de uma forma geral, pode ser definido como [...] “uma passagem ou caminho subterrâneo, que atravessa o solo e que pode ser usado como solução para vencer obstáculos no traçado de estradas, ferrovias, redes de utilidade pública e telecomunicações” [...].

A construção de túneis não é um fato recente na história da humanidade, os pré-históricos já escavavam o solo e utilizavam dessa habilidade para residir em cavidades ou cavernas subterrâneas. Já no Egito antigo utilizavam dessa técnica principalmente para a construção de tumbas, templos e criptas. Os Gregos têm grande importância no tema graças ao pensamento de utilização da técnica de escavar túneis para os sistemas hidráulicos, como canais e diques, (CARREIRA, 2014).

A prática, o estudo e a tecnologia propiciaram que a humanidade consiga transpor barreiras naturais, tais como montanhas, rios, vales e afins, esse conhecimento e evolução tecnológica fez com que obras de grande complexibilidade fossem executadas nos mais elevados graus de segurança, qualidade e

produtividade, onde diversos tipos de soluções em métodos executivos foram desenvolvidos para cada tipo de túnel e solo observado, os métodos mais utilizados atualmente segundo Zellin, Bonifacio e Alves (2020) são ilustrados conforme Figura 01:

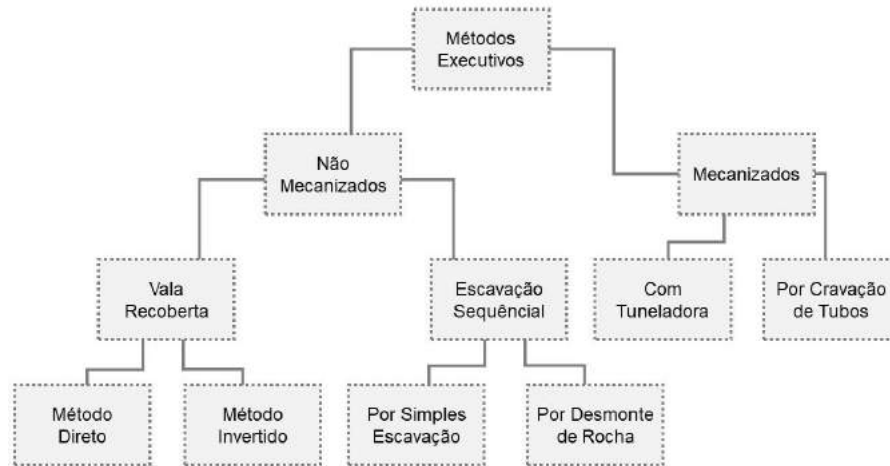


Figura 01 - Métodos executivos de túneis

O método construtivo além de estar diretamente ligado a viabilidade econômica, segurança, tecnologia, qualidade e produtividade, também é um dos fatores que está relacionado a alteração do estado de tensões no maciço, pois quando o túnel é escavado, estes deslocamentos podem provocar danos nas estruturas lindeiras dentro da zona de influência da escavação, porém não só a parte executiva da obra está relacionada a alterações no estado global da estrutura em termos de tensões e deslocamentos do entorno, a concepção da estrutura na fase de projetos tem grande responsabilidade nessa área, iniciando com a representação das condições de contorno do túnel (interface da estrutura do túnel em seu meio geotécnico) e analisando os modelos matemáticos representando a realidade com simplificações aproximadas das ações de carga, teorias de cálculos já conhecidas e comportamentos da estrutura e dos materiais que a compõe, buscando representar o mais fielmente possível o comportamento estrutural real, calculando e analisando sua deformação e deslocamentos. Nessas análises é de suma importância considerar a interação do solo e estrutura, pois é considerado o principal fator que influencia no comportamento estrutural, por se tratar de uma obra enterrada, (PRADO & WAIMBERG, 2016).

O solo tem características peculiares quanto ao seu comportamento na interação com a estrutura do túnel. Utiliza-se como condição de contorno molas não lineares (só funcionam a compressão) na representação do seu comportamento estimadas a partir das características geotécnicas existentes.

Tomando por base estes tópicos a pesquisa se propõe apresentar um contexto geral análise plástica em dimensionamento de tuneis em concreto e um estudo de caso verificando a interação entre os revestimentos dos túneis considerando os esforços atuantes e realização de análise plástica para o dimensionamento final das seções.

1.1 OBJETIVO

O objetivo desta pesquisa é apresentar um estudo de caso de cálculo de seções de concreto armado de um túnel, verificando a espessura do revestimento considerando os esforços atuantes. Realização de análise plástica com redistribuição de esforços para o dimensionamento final das seções no Estado Limite Último (ELU).

1.2 JUSTIFICATIVA

Os túneis se tornaram indispensáveis para criar soluções em obras de infraestrutura urbana. Em São Paulo, por exemplo, construções de metrô se tornaram cada vez mais comum durante os anos, e os túneis que viabilizam esse tipo de construção passam por diversos tipos de obstáculos, tais como, tipos de solo,

tipos de túneis, tipo de tecnologia, material e métodos construtivos a serem utilizados. Outro obstáculo relevante é a densa construção de habitação, em muitas vezes, com fundação profunda o que leva a comunidade técnica tuneleira a criar métodos de controle e inspeção de movimentações das edificações adjuntas a obra de túnel, essas edificações são chamadas de “lindeiros”.

Diante da problemática envolvida em construções de túneis, e a vasta história envolvendo o tema, bem como a quantidade de obras utilizando essa prática geotécnica, se faz necessário a pesquisa.

Apesar de ser um tema deveras importante, na graduação não se estuda muito sobre túneis, o que nos leva a curiosidade sobre a história, tipos, métodos construtivos. Além de aprofundamento na parte estrutural relacionando o dimensionamento de concreto armado com análise plástica com redistribuição de esforços.

1.3 METODOLOGIA

A presente pesquisa, pode ser classificada como pesquisa aplicada exploratória. Apesar do progresso científico e da ampliação do conhecimento teórico, o que poderia ser classificada como pesquisa básica, também se tem o interesse que seus métodos e resultados sejam aplicados na prática, para a solução de problemas relacionados a análise e dimensionamento de túneis utilizando a análise plástica. Para isso serão realizados levantamento bibliográfico com artigos e acervos de material acadêmico desta e de outras instituições, norma brasileira e manual das entidades responsáveis.

Finalizada a fase de pesquisa, será organizada e escrita a parte de iteração ao tema, apresentando noções e resumos do histórico, tipos de túneis e métodos construtivos mais utilizados.

Por meio de um estudo de caso, a pesquisa visa proporcionar de forma quantitativa e qualitativa o tema. O estudo de caso abordou um projeto de obra de um túnel do estado do Rio de Janeiro, com dados da fase de cálculo e concepção estrutural por uma empresa especializada e consolidada no mercado.

Com base em sondagem geológica fornecida e profundidade pré-estabelecida com o cliente, bem como as dimensões do túnel com base em sua utilização, pretende-se dimensionar a espessura da seção do túnel em concreto armado considerando as solicitações do solo e empuxo hidrostático de água.

Será confeccionado um modelo estrutural em elementos de barras que associadas darão o formato curvo característico dos túneis. A interação solo-estrutura será feita por meio de molas unidirecionais e com rigidez estimada a partir dos dados geotécnicos disponíveis.

Com base no modelo estrutural proposto irá se obter os resultados elásticos do modelo, indicados pelos diagramas de momento fletor e pela força axial.

Nesta etapa iniciam-se as iterações: a partir de uma seção de concreto armado com armaduras adotadas e esquematicamente inseridas das partes superior, inferior e laterais do túnel. calculam-se os momentos resistentes das seções de concreto armado. Caso o momento solicitante elástico em determinadas seções seja maior que o resistente correspondente, aplica-se uma rótula na seção com uma carga momento no valor do momento resistente, ou seja, impõe-se o limite de momento fletor que aquela seção resiste. Com isso, calcula-se o modelo computacional novamente para avaliar a redistribuição de esforços, portanto, realiza-se uma análise plástica. A expectativa é que os momentos fletores se redistribuam para outras seções, além do equilíbrio global da seção do túnel como um todo tenda para um equilíbrio por força normal, que é desejável às seções de concreto. Esse procedimento será realizado tantas vezes quantas forem necessárias até que as armaduras adotadas para as espessuras adotadas das seções de concreto armado sejam satisfatórias. Para balizar o processo, será adotada inicialmente a espessura de seção de concreto de 55 cm com engrossamentos nas laterais chegando ate duas vezes a espessura típica.

Para as modelagens das seções transversais e cálculo dos momentos resistentes, bem como para modelagem das condições de contorno e simplificações matemáticas, para auxiliar nos cálculos e diagramas citados acima serão utilizados os programas computacionais de SECC com código aberto e SAP2000 v.22 *evaluation*, essa versão de avaliação do programa disponibilizado gratuitamente tem restrição quando comparado com a versão comercial, os modelos gerados tem validade de 30 dias, após esse prazo deixam de funcionar.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS DE CONCRETO ARMADO

Os principais métodos de caracterização dos materiais de concreto armado são os ensaios de tração e compressão, ao qual se busca conhecer a relação entre tensão e deformação, (ALVES & NASCIMENTO, 2016).

Utilizando um corpo de prova padrão e aplicando um carregamento uniaxial de tração ou compressão é possível traçar um gráfico que representa o comportamento da tensão em uma determinada deformação. Para um material ser considerado elástico, após a aplicação do carregamento o corpo deve retornar a sua posição original e não apresentar deformação residual. Dentro da região elástica a linha reta do traçado tensão x deformação ilustra um comportamento linear, por tanto, um material pode ser considerado elástico-linear quando combinado as condições de linearidade e elasticidade.

Após o limite proporcional ilustrado na Figura 2, apesar do material continuar trabalhando no regime elástico este material possui um comportamento elástico não-linear, pois a tensão não aumenta proporcionalmente à deformação, causando no gráfico uma linha não reta.

A tensão de escoamento determina o limite de elasticidade dos materiais, ou seja, o ponto que separa os comportamentos elásticos e plásticos, assim após esse limite os materiais que após a aplicação do carregamento sofrerem uma deformação residual e/ou sofrerem a ruptura, podem ser definidos com comportamento plásticos.

Segundo Alves e Nascimento (2016, p. 02), entende-se por escoamento a fase em que, ultrapassado a tensão de escoamento, o material sofre deformações sem qualquer acréscimo significativo de carga. Nesta etapa costuma-se dizer que o material está num estado perfeitamente plástico. Para os materiais que apresentam pouco, ou nenhum escoamento antes da ruptura, são denominados frágeis exemplificados pelo concreto. Já o aço por ser um material dúctil apresenta grande deformação antes de atingir a ruptura.

Se faz necessário a utilização de concreto armado, pois quando o concreto submetido a uma pequena carga de tração já atinge a ruptura, devido principalmente, pelo concreto antes mesmo do início da aplicação das cargas, já apresentar microfissuras nas interfaces agregado e argamassa, fazendo com que após a aplicação da carga de tração essas fissuras rapidamente se espalhem e aumentem de quantidade. Em contrapartida o concreto apresenta alta resistência a esforços de compressão. Diante do exposto, se faz necessário a utilização de armaduras de aço em regiões onde o concreto está submetido a tração, essa combinação garante a estrutura um comportamento dúctil.

2.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO ARMADO SUBMETIDO À FLEXÃO SIMPLES

Devido a não linearidade dos materiais que compõe o concreto armado a propagação das microfissuras iniciais e a perda da rigidez estrutural impõe ao concreto a não linearidade física, assim como o escoamento e o encruamento no aço, a não linearidade é observado no diagrama momento-curvatura quando o concreto armado está submetido à flexão simples, o diagrama em questão é subdividido em três estádios, sendo eles estágio I, estágio II e estágio III.

No Estádio I a seção trabalha no regime elástico linear, sendo o limite imposto pelo momento de fissuração, a partir da qual aparecem as primeiras fissuras.

No Estádio II a seção ainda trabalha no regime elástico linear, onde após o aparecimento das primeiras fissuras acontece a estabilização das mesmas, para cálculos do momento de inercia e de resistência a tração, a região tracionada do concreto é desprezada, sendo esse esforço resistido inteiramente pelo aço.

No Estádio III a seção trabalha no regime plástico, onde é considerado que o concreto está rompendo por esmagamento e o aço sofrendo deformações plásticas excessivas, é onde se faz o dimensionamento em estado limite último (ELU). De acordo com ABNT NBR 6118 (2014), pode-se simplificar o comportamento não linear do concreto através de uma curva constituída por uma parábola e um retângulo, ou ainda, por um retângulo equivalente.

2.3 ANÁLISE PLÁSTICA

Ao analisar estruturas convencionais na qual é assumido que a estrutura atinge a sua capacidade máxima quando o aço escoar em uma seção qualquer, assume-se uma proporcionalidade entre os esforços elásticos e os esforços plásticos, ou seja, confeccionam-se modelos elásticos para o Estado Limite Último (ELU) e assume-se que os esforços plásticos (após a plastificação do aço e/ou concreto) se mantem equivalentes aos elásticos.

A análise plástica parte do princípio, que uma estrutura hiperestática ainda é capaz de absorver maiores cargas àquela que provocou o primeiro escoamento da armadura por meio da redistribuição dos esforços.

Para estruturas especiais, como é o caso de túneis, é de bom grado que seja feita a análise plástica, devido principalmente as grandes cargas onde utilizando apenas a análise elástica seria necessário o aumento das seções que por sua vez aumentaria a rigidez do elemento estrutural, causando um efeito reverso, de maior momento e menor força normal. Porém, o que se espera de uma estrutura de túnel no formato circular e de concreto armado, é que se trabalhe mais as forças de compressão, ou seja, mais força normal e menos momento.

De acordo com ABNT NBR 6118 (2014), a análise plástica no caso do concreto armado, o momento de plastificação pode ser considerado como aquele que provoca o estado limite último, e pode ser efetuada a análise plástica das estruturas com a simulação de rotulas plásticas localizadas nas seções críticas.

3 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso abordou um projeto de obra de um túnel do estado do Rio de Janeiro, com dados da fase de cálculo e concepção estrutural por uma empresa especializada e consolidada no mercado, onde os parâmetros e dados utilizados foram adotados em face a experiência técnica do autor e orientador.

Com base em sondagem geológica fornecida pelo cliente, conforme ilustra a Figura 02: a), foi pré-estabelecida a profundidade, bem como as dimensões do túnel conforme ilustra a figura 02: b) adquiridas com base em sua utilização, que é um túnel de serviço destinado ao tráfego de veículos em via urbana ligando trechos importantes do estado, com revestimento definitivo do túnel em concreto armado moldado *in loco*.

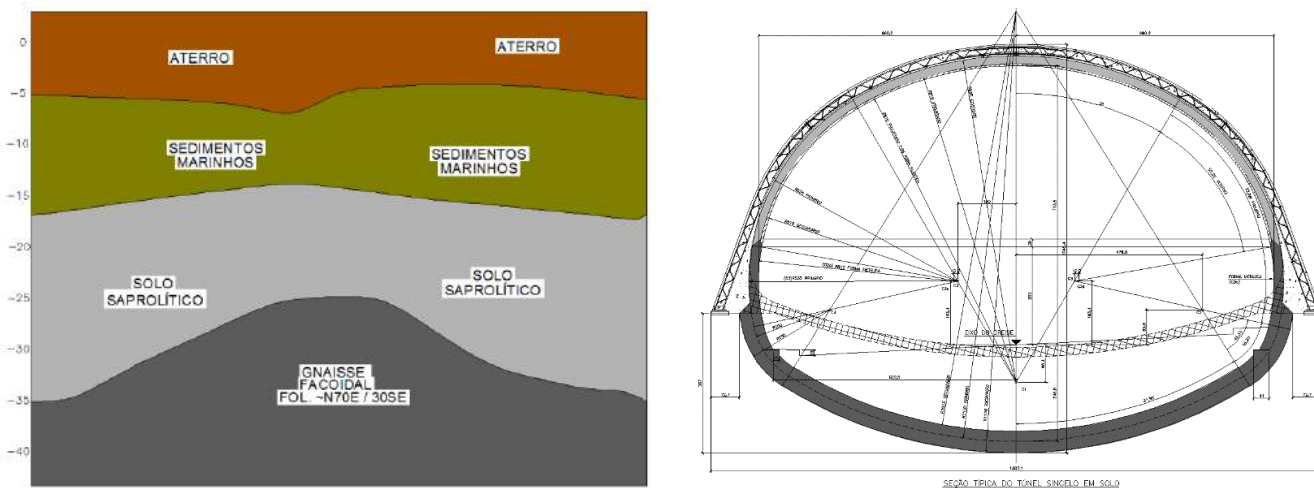


Figura 2 - a) Estratigrafia do local. b) Dimensões do túnel

Com base nas informações de geologia e dimensão do túnel, foram definidos os parâmetros de cálculo, a saber:

3.1.1 Parâmetros do solo

O túnel está inserido aproximadamente a 20,3 metros de profundidade na camada de solo saprolítico, que semanticamente vem do grego “saprós” que representa “podre” e “litos” que representa “rocha”, o mesmo é uma rocha decomposta por intemperismo químico passando seu estado para um material argiloso com uma certa dureza, suas características físicas se baseiam em cores amarelas avermelhadas ou ainda com tons de cinza, (GUERRA, 2015).

Os parâmetros, dados de entrada e coeficientes são elencados em tabela abaixo

Tabela 1 - Parâmetros, dados de entrada e coeficientes

E	Módulo de elasticidade	120 Mpa
γ_s	Peso do solo	20 kN/m ³
K0	Coef. de empuxo em repouso	0,52
γ_c	Peso próprio	25 kN/m ³
γ_w	Peso da água	10 kN/m ³
γ_{sub}	Peso do solo submerso	8 kN/m ³
As	Taxa de armadura superior	6,4
As'	Taxa de armadura inferior	7,2
γ_f	Coef. de majoração dos esforços do solo	1,4
γ_f	Coef. de majoração dos esforços da água	1,2
γ_c	Coef. de minoração da resistência do concreto	1,4
Nk	Esforços solicitantes de serviço	3500 kN

3.1.2 Carregamentos

Utilizando os parâmetros adotados supracima citados, pode-se definir os carregamentos aplicados no modelo plano do túnel.

Carregamento do maciço, referente ao solo se dá com base no peso aplicado na seção do túnel de forma típica, conforme ilustra a figura 03.

Tabela 2 - Carregamento de maciço

K	Coef. de reação horizontal do solo	11,88
Es Lat, topo	Empuxo de solo em repouso	84,45 kN/m ²
Es Lat, base	Empuxo de solo em repouso	126,05 kN/m ²
Es Sup.	Empuxo de solo em repouso	162,4 kN/m ²

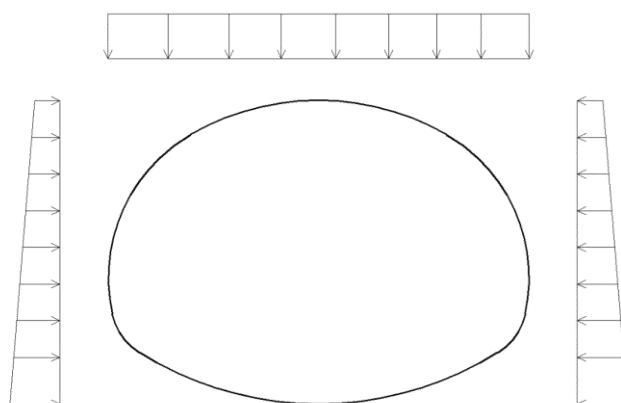


Figura 3 - Carregamento do maciço

O carregamento referente a água se dá com base no peso da mesma aplicado em toda extensão do perímetro da seção do túnel de forma típica, conforme ilustra a Figura 04.

Tabela 3 - Carregamento de água

Ea	Empuxo da água	203 kN/m
----	----------------	----------

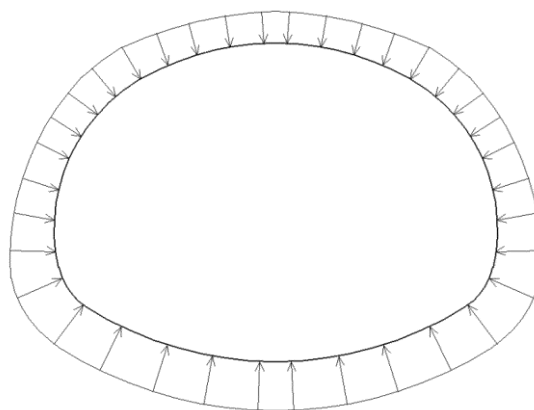


Figura 4 - Carregamento de água

3.1.3 Esforços resistentes da seção

Utilizando o *software* SECC com os dados da seção transversal com 55 cm, cargas de serviço com o respectivo coeficiente de majoração e as taxas de armadura, o momento resistente da seção é de 704,7 KN.m. Esse momento resistente representa o máximo de momento que a seção transversal proposta, suporta antes do estágio 3, ou seja, antes da plastificação.

3.1.4 Resultado de cálculo – Solução elástica

Utilizando o *software* SAP2000 foi modelado a seção do túnel com as dimensões específicas, bem como as cargas e dados supracima citados.

Para o túnel de seção transversal de 55 cm, se obtém os diagramas de momento fletor e força axial, conforme ilustram as Figuras 05: a) e b), respectivamente.

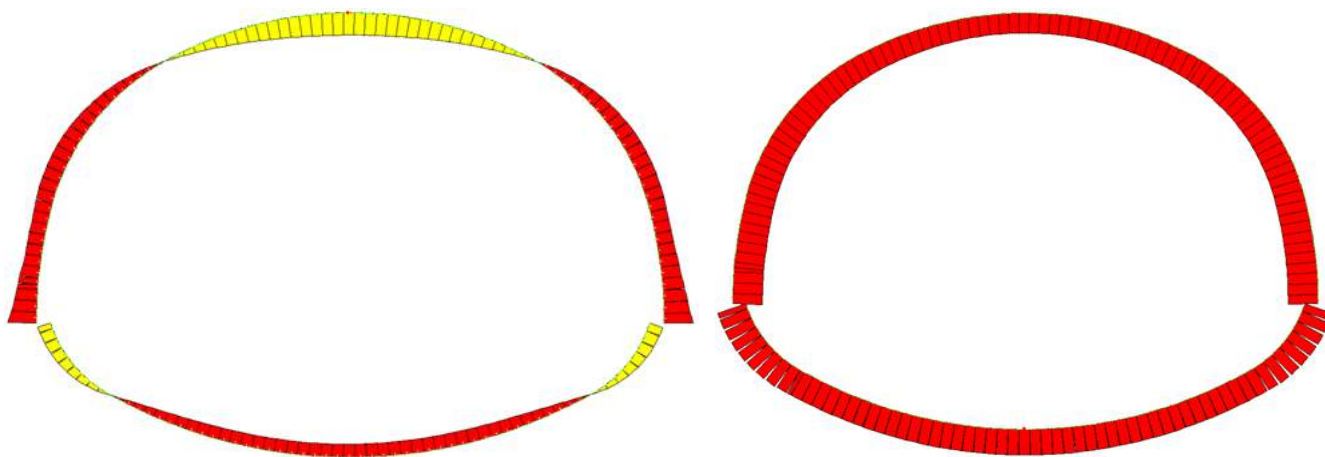


Figura 5 - a) Diagrama de momento fletor b) Diagrama de força axial

Observou-se momento máximo no topo do túnel, alcançando 1.371,09 kN.m e força axial no mesmo ponto foi de 1.840,14 kN, ultrapassando o momento resistente da seção, 704,7 kN e muito inferior a força axial adotada de 3.500 kN, o que acarretaria principalmente num acréscimo substancial da taxa de armadura, em comparação a taxa proposta, de 0,26% para 1,63%, a diferença é de 1,37%, já em cm^2 de armadura o aumento foi de 14,07 cm^2 para 89,90 cm^2 , com diferença de 75,83 cm^2 .

Com essa taxa de armadura substancialmente mais alta, a execução do túnel se tornaria inexecuível, devido aos fatores de execução, tais como, montagem da armadura, concretagem e logística, pela quantidade de aço que seria necessária a cada 100 cm de execução da seção transversal.

3.1.5 Resultado de cálculo – Solução plástica

A solução plástica parte do princípio, que uma estrutura hiperestática ainda é capaz de absorver maiores cargas àquela que provocou o primeiro escoamento da armadura por meio da redistribuição dos esforços, sendo assim, adicionou-se uma rótula no maior momento observado no diagrama, a 1ª rótula no topo da seção do túnel com o momento máximo resistente de 704,70 kN, impondo ao modelo o momento máximo que a seção resiste e pode-se definir que houve redistribuição de esforços, pois a força axial aumentou de 1.840,14 kN para 1.998,99 kN, e para o momento observou-se que nas seções laterais do túnel o momento também se intensificou. A Figura 06 ilustra a localização das rótulas plásticas imposta no modelo.

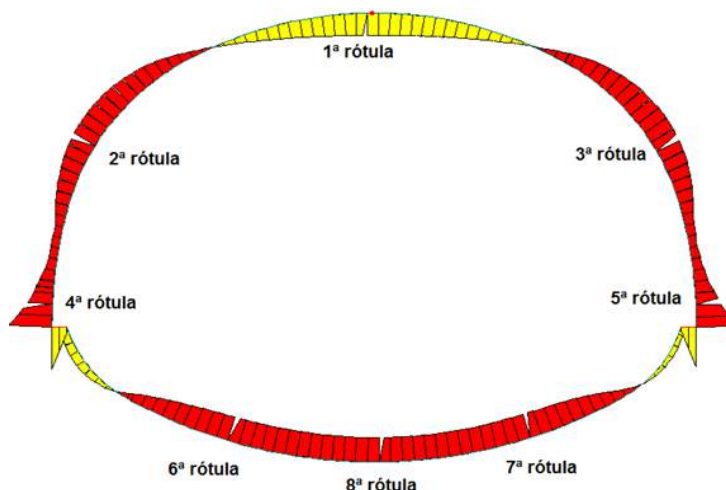


Figura 6 - Rótulas plásticas impostas no modelo da seção do túnel

As interações seguiram com a inserção de oito rótulas, totalizando cinco interações, as Tabelas 4, 5 e 6 ilustram, respectivamente, momento resistente e força axial adotada da seção transversal do túnel de 55 cm, momentos máximos observados na seção transversal e força axial na mesma região e momentos e forças axiais quando na aplicação das rótulas plástica.

Tabela 4 - Momento resistente e força axial adotada da seção transversal do túnel de 55 cm

Momento resistente (kN.m)	Força axial adotada (kN)
704,70	3.500,00

Tabela 5 - Momentos máximos observados na seção transversal e força axial na mesma região

	Momento máximo (kN.m)	Força axial na região de momento máximo (kN)
Cálculo elástico	2.062,71	2.776,63
Cálculo plástico	1.228,42	3.265,54

Tabela 6 - Momentos e forças axiais quando na aplicação das rótulas plásticas

	Momento (kN.m)	Força axial (kN)
Cálculo elástico	1.371,09	1.840,14
Cálculo plástico 1ª rótula	704,70	1.998,99
Redistribuição	1.273,88	2.583,11

Cálculo plástico 2ª rótula	704,70	2.640,97
Redistribuição	1.519,97	2.925,09
Cálculo plástico 3ª rótula	704,70	2.839,50
Redistribuição	867,94	2.581,94
Cálculo plástico 4ª rótula	704,70	2.614,25
Redistribuição	1.071,29	2.581,15
Cálculo plástico 5ª rótula	704,70	3.206,66

Pode-se observar que com a imposição do momento calculado na solução elástica, item 3.1.4, que há redistribuição dos esforços, chegando próximo da força axial adotado no início das interações (3.500 kN). A diminuição do momento e o aumento da força axial é o que se busca em uma seção circular de concreto, pois a seção circular trabalha mais a força normal e o concreto trabalha melhor a compressão.

3.1.6 Fluxograma de aplicação da análise plástica no dimensionamento da seção transversal do túnel

Para facilitar o entendimento do processo de aplicação do conceito de análise plástica no dimensionamento de túneis, foi elaborado o fluxograma, ilustrado abaixo na Figura 7.

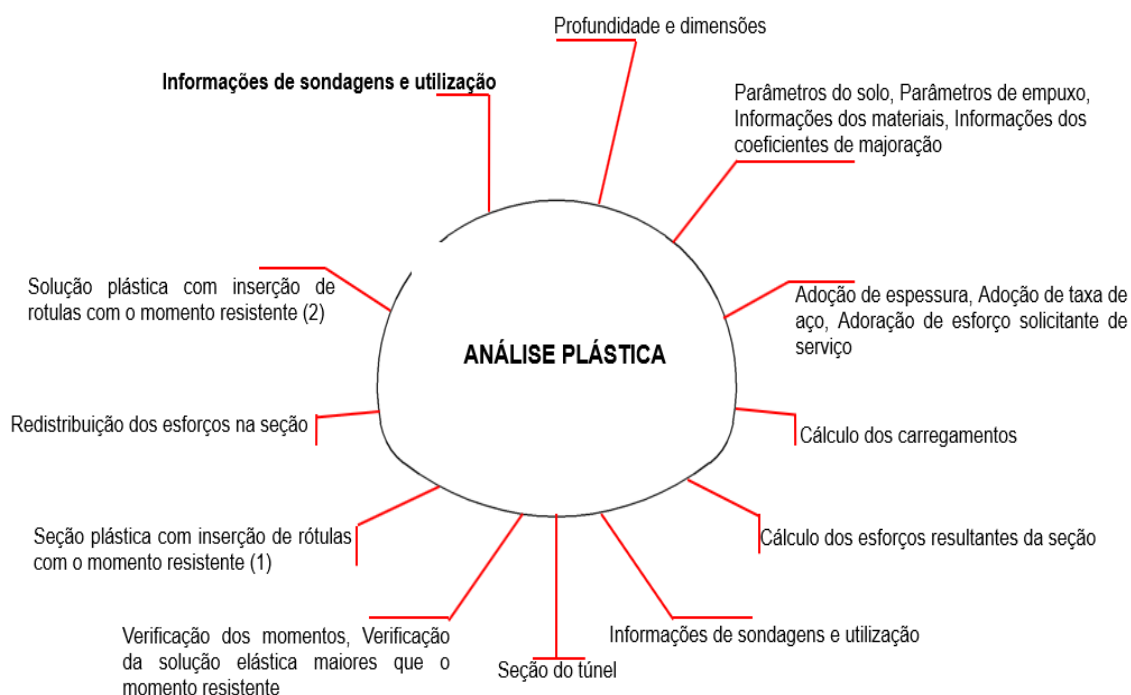


Figura 7 - Fluxograma de aplicação da análise plástica no dimensionamento da seção transversal do túnel

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho permitiu conceber um estudo teórico, bem como um estudo de caso da aplicação da análise plástica no dimensionamento estrutural de uma seção transversal de um túnel, levando em consideração, sua utilização, dimensão, materiais, coeficientes de majoração e carregamentos.

No estudo de caso, o presente trabalho permitiu conceber um fluxograma detalhado do processo de análise plástica no dimensionamento estrutural de seções transversais em concreto armado de túneis em um projeto de obra de infraestrutura com diversos parâmetros e dados adotados. A partir dos resultados obtidos, gráficos e discussões apresentadas, foi possível concluir que a implementação da análise plástica, concebida principalmente por meio de programas computacionais, garantiu maior

economia pela diminuição dos momentos observados na seção transversal do túnel, o que acarreta menos utilização de armadura e, portanto, economia financeira em comparação a análise elástica onde o momento observado é deveras maior que o momento resistente da seção, fazendo com o que a solução seja superdimensionar, com aumento da seção e/ou aumento da taxa de armadura e/ou aumento da resistência do concreto.

Portanto, percebe-se que é válida a análise plástica em estrutura hiperestática, nesse estudo de caso em que o cenário se mostrava desafiador, com grandes variações de momento e pouca utilização de força axial que, além de trazer prejuízo financeiro, acarretaria dificuldades na montagem e concretagem da estrutura. Com a análise plástica, observou-se que impondo rotulas com o momento resistente onde se verifica momento elástico maior que o momento resistente, há redistribuição de esforços na seção transversal do túnel e faz com que o mesmo tenha menos momento e mais força axial, que é o ideal quando se trabalha com seções circulares e utilizando de material o concreto.

Elaborando-se uma estratégia de passo-a-passo de análise plástica foi possível melhorar as distribuições de tensões ao longo da seção transversal, ficando apenas as regiões das sapatas com momento maior que o momento resistente, onde como solução pode-se aumentar a seção e/ou aumentar a taxa de armadura e/ou aumentar a resistência do concreto.

REFERÊNCIAS

- [1] ALVES G.Z e NASCIMENTO A.R. **Análise plástica de vigas contínuas em concreto armado**, Artigo, Revista ININGÁ Review vol. 28, n.3, pp.24-32, 2016
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – **Projeto de estruturas de concreto**, 2014
- [3] CHISSOLUCOMBE I. e OLIVEIRA W.F. **Modelagem Numérica Tridimensional para Analisar o Mecanismo Interação Solo-Estrutura em Túneis Adjacentes**. Artigo. Revista Tecnologias em Projeção v. 2 n. 1 p. 16-21 jun. 2011. Brasil
- [4] DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER). **Projeto de túnel. IP-DE-C00/002. Secretaria dos Transportes. São Paulo**. 2005. Brasil
- [5] FIGUEIREDO A. D. **Concreto Projetado, Curso, Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Brasileiras**, Vol. 3, dias 20 e 22 de março de 2012. São Paulo. Brasil
- [6] MAFFEI C.E e GONÇALVES H.H.S. **Obras Subterrâneas – Projeto e Método Construtivo**. Curso ministrado na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- [7] NUNES N. L. **Conceitos de projeto e construção de túneis: Impermeabilização, Curso, Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Brasileiras**, Vol. 3, dias 20 e 22 de março de 2012. São Paulo. Brasil
- [8] PASTORE E. L. **Geologia e geotecnia de túneis, Curso, Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Brasileiras**, Vol. 3, dias 20 e 22 de março de 2012. São Paulo. Brasil
- [9] PRADO F.S. e WAIMBERG M. **A modelagem numérica da interação solo-estrutura. Artigo. Revista Concreto & Construções** - edição 84 – p. 83. 2016. Brasil

EMERALD BOOK DA ITA/FIDIC: CONDIÇÕES CONTRATUAIS PARA OBRAS SUBTERRÂNEAS

J. C. Bueno

Pinheiro Neto Advogados – FDUSP, São Paulo, Brasil

T. Ern

LEA – São Paulo, Brasil

Resumo: A contratação de obras públicas de infraestrutura no Brasil - incluindo as de grande vulto - submete-se às regras-padrão de licitação. No campo privado o regramento é mais fluído, e aplicam-se as regras esparsas do Código Civil Brasileiro e os princípios gerais de direito, havendo, ainda grande influência da experiência internacional, em especial dos países que adotam o modelo da *common law*. Os modelos contratuais tradicionalmente adotados no Brasil, para obras públicas ou privadas, adotam a estrutura de um DBB (*Design Bid Build*) ou de um EPC (*Engineering Procurement Construction*). Falta a esses modelos contratuais a preocupação de adoção de mecanismos de equilíbrio de alocação de riscos voltados especificamente para obras subterrâneas. O resultado é que a alocação de risco é deficiente, pois uma das partes acaba pagando por serviços prestados e não previstos. Nesse contexto, a quase totalidade das obras geotécnicas extensas e complexas em todo o mundo, incluindo as obras de túneis, terminam com sobrecusto e disputas judiciais ou arbitrais. No entanto, dada a importância fundamental que as obras subterrâneas têm para o desenvolvimento de um país, a pressão de governos, organismos multilaterais de financiamento, seguradoras, entidades governamentais e da própria população por transparência na prestação de contas, cumprimento de prazos e assertividade nos custos de construção, tem se intensificado e influenciado a tomada de decisões visando à adoção de melhores práticas de contratação, especificamente direcionadas a obras subterrâneas. Atendendo a esse clamor por maior eficiência, a FIDIC e a ITA revisaram, por um grupo de trabalho especialmente criado para este fim, um dos modelos contratuais mais utilizados nos últimos anos, o FIDIC/*Yellow Book (Design-Build)*, para contratação de obras de infraestrutura na modalidade projeto-construção. A revisão resultou nas Condições Contratuais para Obras Subterrâneas CCOS (o *Emerald Book*).

1 INTRODUÇÃO

A contratação de obras públicas de infraestrutura no Brasil - incluindo as de grande vulto - submete-se às regras de licitação previstas nas Leis nº 8.666/1993 (Regras Gerais), 12.462/2011 (RDC - Regime Diferenciado de Contratações Públicas) e 10.520/2002 (Pregão). O Projeto de Lei PL nº 4253/2020, em trâmite no Senado Federal, se aprovado, deve revogar as diversas leis mencionadas, buscando a unificação e maior flexibilização das regras de contratação com o poder público.¹ No campo privado o regramento é mais fluído, e aplicam-se as regras esparsas do Código Civil Brasileiro e os princípios gerais de direito, havendo, ainda grande influência da experiência internacional, em especial dos países que adotam o modelo da *common law*.²

Os modelos contratuais tradicionalmente adotados no Brasil, para obras públicas ou privadas, adotam a estrutura de um DBB (*Design Bid Build*) ou de um EPC (*Engineering Procurement Construction*). Falta a esses modelos contratuais a preocupação de adoção de mecanismos de equilíbrio de alocação de riscos voltados especificamente para obras subterrâneas. O resultado é que a alocação de risco é deficiente, pois uma das partes acaba pagando por serviços prestados e não previstos.

Por exemplo, o Dono da Obra ou Proprietário, mesmo com corpo técnico experiente, faz ou terceiriza o projeto básico, o projeto executivo, à procura de candidatos e participantes que apresentem proposta retendo parte dos riscos. Ao executar a obra defrontam-se com ocorrências que transcendem a vontade

de cumprir as obrigações contratuais e resulta na colocação de pleitos por parte do Construtor. Como é prerrogativa do Proprietário determinar qual a extensão da responsabilidade do Construtor no projeto executivo, é também prerrogativa do Proprietário fazer a escolha da modalidade contratual. Pode-se dizer que não há uma “conversa contratual madura” durante o exercício do contrato, justamente por faltar um mecanismo que permita que esta conversa ocorra. Isto se deve a causas históricas como deficiências nas leis de contratação, formato dos documentos de licitação, prazos exíguos das concorrências, falta de detalhamento dos Requisitos do Proprietário, desalinhamento entre as propostas, entre outras. Os principais problemas resultantes nas contratações públicas de obras de túneis (mundialmente) são o aumento dos preços das ofertas, atrasos na conclusão dos projetos, pedidos de reembolso, pleitos, disputas judiciais, rescisão contratual além do desinteresse de proponentes (Construtores) em participar de alguns projetos, devido à alocação de riscos desproporcional a sua capacidade de retenção dos mesmos.

Nesse contexto, a quase totalidade das obras geotécnicas extensas e complexas em todo o mundo, incluindo as obras de túneis, terminam com sobrecusto e disputas judiciais ou arbitrais.³ No entanto, dada a importância fundamental que as obras subterrâneas têm para o desenvolvimento de um país, a pressão de governos, organismos multilaterais de financiamento, seguradoras, entidades governamentais e da própria população por transparência na prestação de contas, cumprimento de prazos e assertividade nos custos de construção, tem se intensificado e influenciado a tomada de decisões visando à adoção de melhores práticas de contratação, especificamente direcionadas a obras subterrâneas.

Atendendo a esse clamor por maior eficiência, a FIDIC⁴ e a ITA⁵ revisaram, por um grupo de trabalho especialmente criado para este fim⁶, um dos modelos contratuais mais utilizados nos últimos anos, o FIDIC/*Yellow Book (Design-Build)*, para contratação de obras de infraestrutura na modalidade projeto-construção.⁷ A revisão resultou nas Condições Contratuais para Obras Subterrâneas CCOS (o *Emerald Book*), que abarca uma série de modificações no clausulado⁸. Os princípios FIDIC utilizados pelo mercado da construção com as condições de contrato dos livros anteriores, entre outros, ainda são imperfeitos, mas com o exercício das novidades mencionadas no *Emerald Book* podem trazer soluções contratuais que vão além de ser pontuais (por país, por tipo, por tamanho etc.) e que podem, portanto, ser aplicadas e aprendidas por toda a comunidade tuneleira mundo afora.

A comunidade tuneleira internacional precisava de um modelo contratual para que as obras subterrâneas passem a ter menos disputas judiciais, e terminem próximas ao prazo e preço da proposta. Para que isto ocorra se torna necessária a prática comum de: (i) melhor preparação dos documentos de licitação; (ii) integração dos documentos de licitação com a proposta do Construtor; e (iii) usar instâncias de resolução de conflito ao longo do curso da obra. Aos interessados em identificar o espírito do *Emerald Book*, recomenda-se a leitura das notas iniciais (antes das Condições Gerais) e também das Condições Particulares Parte B⁹, sendo estes dois trechos os que discorrem de como usar o livro. Os outros trechos que compõe os três cadernos se vão objetivamente às questões das cláusulas em si. Se por um lado, devido às limitações de precisão na avaliação das condições geológicas, o *Emerald Book* alivia o Construtor do peso de assumir todas as diferenças encontradas em campo, responsabiliza o mesmo Construtor pelas condições geológicas antecipadas para que cumpra dentro de seu preço e prazo ofertados.

2 CONCEITOS MENCIONADOS NO DOCUMENTO

Para facilitar o entendimento do livro é recomendada a leitura e pesquisa de alguns conceitos fundamentais e ferramentas, sendo os principais:

- (a) FIDIC - diferenças entre os modelos de contrato *Red Book*, *Silver Book* e *Yellow Book* que são tipos de contrato onde o que varia principalmente é o quanto da responsabilidade do projeto executivo é transferida ao Construtor.
- (b) GBR - *Geotechnical Baseline Report* (o “Relatório Geotécnico de Base”), bastante difundido nos

EUA, mas não praticado em outros locais, pode implicar em dificuldade para entender como deva ser produzido para gerar o efeito esperado, devendo ser usado como parte do contrato, não apenas um documento de referência, sendo assim útil para determinação do quão diferente estão as condições reais das antecipadas e servir de guia para que a figura do Engenheiro (em primeira instância) e depois o Dispute Adjudication/Avoidance Board (o "DAAB") possam decidir o que deverá ser feito durante o curso dos acontecimentos a respeito das variações geotécnicas encontradas.

- (c) Planilha de preços unitários com quatro tipos de preços principais.
- (d) Cronograma de Base - a linha de base do cronograma também chamada de linha de referência, é o cronograma original do projeto acordado pelas partes interessadas antes do início do projeto, sendo uma medida fixa usada como planejamento contra a qual o progresso no cronograma real deverá ser medido.
- (e) Cronograma de Conclusão - identifica as principais atividades necessárias para concluir um projeto conforme indicado na proposta, sendo usado pelo Engenheiro Administrador do Contrato para avaliar o progresso do Construtor na conclusão do projeto.
- (f) Figura contratual do Engenheiro (Administrador do Contrato) - já foi introduzida em outros modelos de contrato da FIDIC e tem papel com ampla atuação técnica e contratual que gera impacto econômico (apesar do nome sugerir um profissional apenas, trata-se de uma empresa composta por uma equipe com profissionais que cumprem várias funções).
- (g) Figura contratual do DAAB, também já introduzido anteriormente, trata-se de um conselho, composto por um ou por três membros, que tem o papel de revisar as decisões tomadas pela figura contratual do Engenheiro que não foram aceitas por uma das partes, desta forma reduzindo a ocorrência de disputas judiciais (caso ainda persista discordância sobre uma decisão do DAAB, sim, a questão pode ainda ser decidida amigavelmente ou por disputa judicial).
- (h) Ordem de prioridade dos documentos contratuais - respeitando a alocação de riscos, para a resolução de inconsistências, pleitos e disputas mencionadas acima, o livro indica a ordem de prioridade de documentos (pág. 11 das Condições Gerais e pág. 73 do Caderno de Guias) que deve ser considerada para resolver um determinado pleito ou disputa.

3 COMO O LIVRO FOI EDITADO

O *Emerald Book*, assim como outras versões de livros da FIDIC, é dividido em cadernos. Neste caso são três cadernos: (i) Condições Gerais com 21 cláusulas; (ii) Caderno de Guias, iniciando pela preparação das condições particulares, a parte "a" condições particulares que são sete páginas com exemplos de como o Proprietário deve orientar o Construtor a preencher cada valor mencionado nas cláusulas das condições gerais, e, posteriormente, a parte "b" condições especiais que são 62 páginas, onde se recomenda observar, entre outras, os cinco princípios de ouro da contratação¹⁰, com notas para a preparação de cada sub-cláusula, além de exemplos de planilhas, onde já no início do caderno de guias, reforça-se o espírito do *Emerald Book* e destaca-se que não se devem alterar as cláusulas que compõem as Condições Contratuais e muito menos tentar alterar as 65 cláusulas editadas¹¹ pelo grupo de trabalho. Destaca-se também a importância do licitante se valer de consultores para revisar a terminologia das Condições Gerais de modo que sejam consistentes com as leis locais. Sugere-se também ao licitante que pague os proponentes em caso de saber que os mesmos terão que investir em atividades de projeto para poder participar da concorrência¹². Na sequência em Condições Gerais, procura explicar e dar mais detalhes sobre como interpretar cada cláusula.

No fim do caderno de Guias, das págs. 73 a 95, o livro trata da preparação dos documentos de licitação: (i) aspectos gerais; (ii) reforça os princípios centrais (adicionais aos cinco princípios de ouro mencionados anteriormente) do *Emerald Book*. Nas págs. 77, 80, 81, 85, 86 e 87 o mesmo caderno de guias entra em detalhes de como deve ser o GBR, além de como ele deve se integrar aos outros

documentos.

Para compreender o centro de funcionamento proposto pelo livro, segue uma lista de cláusulas/sub-cláusulas que, se lidas com objetivo de entender como o livro estrutura a interação entre os documentos contratuais, facilita a compreensão do leitor. A ideia desta lista é para que o leitor perceba que há coerência e uma espécie de ciclo de interação entre os documentos, sendo este ciclo a parte central do *Emerald Book*:

- (a) GBR - Cláusula 1.1.51 das Condições Gerais, págs. 81 e 85 a 90 do Caderno de Guias;
- (b) Programa de Obra (Programme) - Cláusulas 1.1.78 e 8.3 das Condições Gerais;
- (c) Cronograma de Base - Cláusulas 1.1.84 e 8.2.2 das Condições Gerais, págs. 75, 77, 78, 80, 89 e 92 do Caderno de Guias, onde se evidencia que os índices de produtividade da proposta do Construtor devem ser consistentes com o GBR;
- (d) Cronograma de Conclusão - Cláusulas 1.1.8 e 8.2.1 das Condições Gerais e págs. 79 e 83 do Caderno de Guias;
- (e) Planilha de Preços (Bill of Quantities) - Cláusulas 1.1.5 e 13.8 das Condições Gerais e págs. 82 do Caderno de Guias, deve estar estruturada com quatro tipos de preços e deve ser consistente com projeto conceitual feito pelo cliente apresentado na licitação; e
- (f) Requisitos do Proprietário - que é basicamente (i) o projeto conceitual (reference design) consistente com o (ii) GBR; são 73 sub-cláusulas das Condições Gerais, onde o Proprietário deve fazer referência expressa a questões que devem estar detalhadas com informações específicas neste documento, cujas cláusulas estão listadas na pág. 13 do Caderno de Guias.

O livro termina com a terceira parte que é o Caderno de Formulários com exemplos de documentos como a Carta Convite, Carta de Aceite da Proposta, Acordo Contratual e o Acordo do DAAB, que estão também listados na ordem de prioridade dos documentos contratuais. O livro enfatiza ainda que os documentos da licitação - de responsabilidade do Proprietário e de responsabilidade do Construtor - devem ser preparados por profissionais que se enquadram no grau de qualidade de engenharia requerida e que estejam familiarizados com os aspectos técnicos dos trabalhos a serem realizados, aspectos das condições particulares e aspectos das condições contratuais de um contrato tipo projeto-construção de obra subterrânea. Afinal é recomendado que seja feita revisão dos documentos de licitação por equipe de advogados que sejam qualificados adequadamente. Há um capítulo sobre BIM, que se atém a discorrer sobre as questões de gerenciamento de riscos, e não de projeto em si.

4 MECANISMO CONTRATUAL

Conforme mencionado no Caderno de Guias Parte B - Condições Especiais, o *Emerald Book* foi preparado para uso geral em contratos de obras subterrâneas em licitações internacionais. Obras como estacionamentos, estradas, hidroelétricas, Metros, cavernas para armazenagem, saneamento etc. são os exemplos mais frequentes. Os métodos mais comuns para executar essas obras são: valas a céu aberto ou invertidas, túneis mineiros, TBMs, *pipe-jacking*, *shaft-sink*, *raise-boring*, cavernas e construções híbridas.

O livro apresenta nas condições gerais as principais engrenagens (i) GBR sincronizado com (ii) cronograma de base, com (iii) o cronograma de término da obra, com (iv) a planilha de preços, como os (v) requisitos do proprietário e como (vi) o projeto conceitual da obra. O presente documento procura esclarecer as engrenagens principais que devem ser detalhadas nas condições particulares, compondo o mecanismo mencionado. Ainda nas Condições Especiais, frisa que o *Emerald Book* não deverá ser usado para casos onde o Construtor é contratado para executar os serviços de acordo com o projeto executivo fornecido pelo Proprietário¹³.

Cabe ressaltar que as engrenagens mencionadas a seguir funcionarão se preservadas as alocações de riscos observadas e estruturadas nas 21 cláusulas das Condições Gerais. Caberá ao Proprietário preparar

cuidadosamente os documentos que irão compor a lista de documentos contratuais. A proposta do Construtor vencedor da licitação também faz parte dos documentos contratuais e deve utilizar no canal de comunicação as mesmas definições e terminologia propostas no livro. A premissa básica do *Emerald Book* é que o Tempo para Conclusão e o Preço do Contrato poderão ser ajustados dependendo da variação entre o GBR e as condições reais encontradas. Desta forma é necessário que a correlação seja feita por um método de cálculo que também deve constar nos documentos contratuais.

4.1 GBR

Em linhas gerais o GBR traz flexibilização de pontos importantes na relação contratual: (i) alocação de todos os riscos conhecidos de escavação e revestimento (custo e tempo) ao Construtor; (ii) alocação de todos os riscos desconhecidos ao Proprietário; (iii) GBR não sofre revisão alguma no curso do contrato, pois sua função é servir de referência das condições antecipadas antes da escavação para que as diferenças possam ser determinadas; (iv) estas diferenças são basicamente valores a serem pagos; e (v) tempo a ser adicionado no prazo de construção de maneira formal.

Produzir o GBR e usá-lo como parte dos documentos de licitação é de responsabilidade do Proprietário. O GBR descreve as condições físicas do maciço a ser escavado, incluindo o método de escavação a ser utilizado, e faz uma antecipação estimada de como o maciço irá reagir aos métodos e dimensões solicitadas pelo Proprietário durante a escavação e o revestimento. Por sua vez o Construtor, assumirá os riscos identificados pelo GBR e fará a proposta de tempo e custo para executar escavação e revestimento daquela parte do escopo, e assim por diante, compondo todo o trecho de túneis.

Conceitualmente, a parcela de riscos que possa ser diferente da descrita no GBR e que está ainda sob responsabilidade do Proprietário, será transferida ao Construtor e deverá encontrar na planilha de preços a base para ser equacionada (tanto custo quanto o tempo). Ou seja, nos documentos de Requisitos do Proprietário, deve-se solicitar ao proponente que preencha qual o custo e tempo extras para uma determinada variação mencionada no GBR. Por exemplo, se a condição de infiltração de água esperada é menor que 50 l/s, o Proprietário pode solicitar que se preencha objetivamente o custo e tempo para esta condição, e que se indique tempo e custo extra para outros outros intervalos como 51-100 l/s, 100-150 l/s. O mesmo raciocínio vale para o número de tirantes, espessura de concreto etc., numa determinada seção tipo.

A recomendação é de que o GBR não descreva apenas características geológicas, mas também inclua parâmetros com foco no comportamento esperado daquele tipo de maciço (incluindo a água), para aquela escavação proposta, incluindo seu revestimento, ao invés de dados técnicos-científicos sobre os maciços. Poderá também citar experiências do mesmo tipo de escavação em projetos anteriores e indicar objetivamente soluções encontradas e seus limites. Esta é uma vantagem dos Proprietários que detém o histórico relevante dos projetos em sua cidade. O Proprietário pode considerar aspectos adicionais recomendados para constar no GBR antes do contrato ser iniciado, sendo eles: (i) descrever as condições para a compreensão do cenário geológico; (ii) nomear variações geológicas esperadas, mencionando que, mesmo que os dados geotécnicos não sejam explícitos a este respeito, e estas condições por experiência prévia podem ser encontradas, e, portanto, os preços e prazos para enfrentar tais condições dentro destes limites já devem estar nomeadamente considerados na proposta; (iii) o raciocínio inverso ao item anterior, citar ou nomear riscos desconhecidos que permanecem alocados ao Proprietário e que não devem ser colocados no preço e prazo da proposta. Em caso destes riscos se materializarem afetando preço e prazo, serão ajustados nos termos das condições contratuais já estabelecidas. Deste mecanismo, nota-se fundamentalmente que os documentos sejam consistentes entre si, conferindo uma maturidade contratual própria e necessária para as obras subterrâneas.

O GBR é afinal uma ferramenta contratual e de comunicação Proprietário-Construtor-Sociedade que tem o objetivo principal de fundamentar o mecanismo de flexibilização para que o projeto seja cumprido dentro do custo e prazo previstos. Enfatiza-se que os parâmetros de projeto podem ser incluídos no GBR, ou alternativamente, excluídos do GBR e incluídos nos Requisitos do Proprietário. Todas as condições geotécnicas que não estão explicitamente incluídas no escopo do GBR são consideradas como Condições Físicas Imprevisíveis (Sub-cláusula 1.1.101)¹⁴.

Para que o mecanismo iniciado pelo GBR seja posto em prática, são necessários outros documentos formando quatro engrenagens principais. O GBR fica então sendo a primeira engrenagem e serve como documento contratual para estabelecer condições geológicas antecipadas, por meio das quais o Construtor faz sua oferta; a segunda engrenagem é a planilha de preços unitários contento quatro tipos principais de preços, sincronizada com os cronogramas e as duas engrenagens complementares já utilizadas há mais tempo, sendo as figuras do Engenheiro e do DAAB. Estes dois últimos são as duas instâncias pelas quais, no curso da identificação das variações entre “condições consideradas no GBR” *versus* “proposta do Construtor”, evitar-se-á a concretização de disputas. Ou seja, o *Emerald Book* neste ponto traz estas duas instâncias de comunicação contratual, intermediárias, reduzindo durante o curso da obra a lista de temas que irá parar em disputas judiciais ou arbitrais.

O mercado latino americano e seus profissionais de engenharia não possui experiência vasta e consolidada em produzir GBR, sendo esta uma boa oportunidade de avanço para a comunidade tuneleira local. Além disto, devido à necessidade do GBR estar consistente com a planilha de preços e esta com os cronogramas, resulta em outra oportunidade para os profissionais que detêm estes conhecimentos, pois o intercâmbio e consolidação destas áreas do conhecimento é necessário durante a fase de propostas. Ambas partes terão uma versão do GBR assinada que não poderá sofrer revisão durante o curso do contrato. Os trabalhos realizados serão comparados aos previstos com a informação obtida no GBR durante a fase de proposta. As diferenças correspondentes serão então compensadas pelo mecanismo acima. Para que isto seja viável o livro menciona objetivamente “o GBR deverá usar um sistema contratual de classificação do maciço¹⁵ que reflita o esforço (tempo e custo) para escavar e revestir o túnel nas condições esperadas, sendo conveniente (i) a definição de um sistema de classificação do maciço, junto com o (ii) critério de quantitativo associado a ser aplicado em campo”¹⁶. As condições físicas mencionadas no GBR¹⁷ devem ser consideradas, quantificadas e referenciadas no Cronograma Base. A Questão Teste é a seguinte: se o custo e prazo de construção dependem da geologia, a obra precisa de um GBR¹⁸.

4.2 INTEGRAÇÃO DO GBR AOS CRONOGRAMAS E À PLANILHA DE PREÇOS

Conforme mencionado no GBR, este deve conter elementos a serem referenciados no Cronograma Base. Este por sua vez encontrará na planilha de preços as bases para que sejam determinadas as variações. Como as condições do maciço são um risco¹⁹ assumido pelo Proprietário e os índices de produtividade são riscos assumidos pelo Construtor, o tempo disponível para realizar escavação e revestimento devem ser medidos e ajustados pela diferença entre a condição real *versus* a condição esperada (conforme descrito no GBR, nos Requisitos do Proprietário e quantificado no Cronograma de base). O mecanismo destes ajustes deve ser mandatoriamente mencionado e detalhado nestes documentos de licitação, que ficam a cargo do Proprietário. Deve-se ainda garantir a consistência entre eles, notadamente documentos relacionados ao tempo, que devem fazer parte da proposta do Construtor: (i) Cronograma de base, (ii) Cronograma de conclusão, (iii) datas marco e (iv) programa de obra. As datas marco de maior relevância devem ser mencionadas claramente nos documentos de licitação, serem compatíveis e baseadas nas quantidades itemizadas no Cronograma de Base, que por sua vez encontra no GBR o tempo necessário para escavar e revestir aquela condição geológica. Não deverá ser feito nenhum ajuste de preço e tempo caso o tempo decorrido para escavação e revestimento tenha sido o mesmo mencionado na proposta.

Ajustes de Tempo e Extensões de Tempo²⁰, se houverem, deverão ser calculados e determinadas tendo como base o GBR, Cronograma de Base e Cronograma de Conclusão. Como a maior parte dos custos do Construtor é relacionada ao tempo, ao invés de quantidades executadas, a Planilha de Preços deve obrigatoriamente conter preços que permitam os ajustes correspondentes no preço do contrato de acordo com os ajustes de tempo para a conclusão da obra²¹. Um exemplo de Cronograma de Base está detalhado nas págs. 92 e 93 do Caderno de Guias. Nele é possível verificar como a proposta do Construtor deve ser elaborada e como a composição de tempo é feita considerando aspectos mencionados nos Requisitos do Proprietário²². Para que esta dinâmica funcione, a Planilha de Preços deverá ter quatro tipos de preços²³: (i) fixos, (ii) relacionados ao tempo, (iii) relacionados à quantidades e (iv) relacionados a valor.

As questões de tempo e preço ficam, portanto, resumidas em: (i) Proprietário sabe o preço total da proposta, mas pagará conforme as condições encontradas; (ii) o tempo será ajustado conforme as condições encontradas; e (iii) pacote de preço é composto de itens fixos, variáveis, valorados e remuneração de serviços previstos e serviços imprevistos²⁴. O tempo para conclusão em muitos casos dependerá ainda de outros itens não estão mencionados no *Emerald Book*. Notadamente acabamentos, suprimento e instalação de utilidades diversas, equipamentos operacionais etc. Portanto, fica claro que o tempo para conclusão precisa ser dividido em (i) tempos individuais gerais e (ii) tempos para obrigações específicas.

O Proprietário, caso deseje transferir ao Construtor esta responsabilidade, deve atentar também para detalhar as questões comerciais e de tempo deste tipo de itens, pois podem sofrer alterações em virtude dos itens de escavação e revestimento. Fica a cargo do Proprietário dedicar-se durante a fase de proposta para que os documentos (i) GBR, (ii) Cronogramas, (iii) planilha de preço e (iv) Requisitos do Proprietário sejam consistentes entre si.

Isto fica evidente na Cláusula 13.8 dos métodos de medição. Ao longo de extensa Cláusula 13 *Variações e Ajustes* trata-se de como deve ser o rito de solicitação das diferenças de campo versus condições antecipadas nos documentos contratuais, detalhes dos tipos de preço que devem constar na planilha, somas provisórias, como proceder para ajustes de custo, mudanças nas leis etc. Baseado nesta dinâmica das Condições Gerais, o Proprietário deve estabelecer o método de cálculo para que o Engenheiro possa proceder com as determinações ao longo do curso do contrato.

4.3 FIGURA CONTRATUAL DO ENGENHEIRO: ADMINISTRADOR DO CONTRATO

A figura contratual do Engenheiro já existia em outros modelos de contrato da FIDIC. O papel é muito bem descrito nas Condições Gerais, Cláusula 3 com 8 sub-cláusulas, sendo apenas a 3.2.2 editada a partir do *Yellow Book*. Todas as outras cláusulas permanecem, pois foram revisadas recentemente pela FIDIC²⁵ na edição de 2017. A figura do Engenheiro²⁶ se concretiza pela atuação de uma empresa que possui um conjunto de profissionais capacitados. Originalmente tendo papel apenas em favor do Proprietário, na última revisão, o Engenheiro²⁷ ganhou também papel de neutralidade ao cumprir as obrigações de "Acordo e Determinação"²⁸.

Vale lembrar que o conceito histórico mais sólido utilizado em projetos internacionais é de que os Proprietários de obras tradicionalmente projetavam suas obras e contratavam apenas uma pequena parte do projeto executivo com o Construtor. As atividades de gerenciamento do projeto e administração do contrato são feitas pela figura do Engenheiro. Como se compreende, transcende e abarca funções de fiscalização, engenharia do Proprietário, pode acompanhar o ATO do Construtor, pode acompanhar o avanço de cronograma e o pode solicitar acesso ao CQP, por exemplo. É uma figura cujo escopo de trabalho é fundamental no mecanismo proposto pelo *Emerald Book*, que é extremamente abrangente.

O Engenheiro deverá analisar pleitos apontados por ambas partes. Analisará os documentos de licitação comparando-os com a proposta, verificando em qual cláusula o reclamante encontra respaldo e, pela Cláusula 20.2, oferece um parecer, que pode ser aceito ou não pelas partes, irá ou não implicar em custos adicionais ou tempo de obra adicional. Cumpre o papel de um "primeiro foro" de negociação entre as partes, determina uma solução a ser adotada.

Caso uma das partes não esteja satisfeita, pode recorrer a um "segundo foro" para resolver inconsistências, o DAAB. As capacidades genéricas do Engenheiro estão essencialmente em três partes da área do conhecimento: técnica (de engenharia), contratual (alocação dos riscos) e econômica (como tempo e preços impactam cada parte do projeto). Algumas das funções do Engenheiro durante a fase de execução da obra são notadamente, entre outras: (i) resolver situações de crise; (ii) solicitar trabalhos de reparo; (iii) manter responsável e/ou solicitar serviços adicionais de ambas partes em situações que envolvam emergência e segurança da obra e do entorno; (iv) atuar em situações que estejam relacionadas a emissão do certificado de obras transferidas ao Proprietário; (v) atuar em situações que estejam relacionadas ao certificado de pagamento final das obras; e (vi) atuar em situações que estejam

relacionadas a trabalhos ou pagamentos intermediários ou temporários. Portanto, as partes nunca estão se relacionando sozinhas, sempre haverá a figura do Engenheiro intermediando e cumprindo posição dominante dos pontos mais importantes no desenvolvimento da relação contratual, sendo o ponto de contato principal entre as partes, tomando decisões importantes. Por fim, atuando neste papel de Engenheiro, apesar de ser indicado pelo Proprietário não pode ser seu funcionário direto, garantindo que atuará de forma neutra sempre que necessário.

4.4 DAAB: O CONSELHO DE PREVENÇÃO/RESOLUÇÃO DE DISPUTAS

A figura do DAAB, a exemplo da figura do Engenheiro, também já foi introduzida anteriormente. Como visto, ambas figuras são fundamentais para manter a conversa contratual ao longo do exercício do contrato, evitando que os casos tenham que ir para disputa. O DAAB é, neste sentido, a última ferramenta contratual antes de uma disputa arbitral.

O DAAB deve ser formado no início do contrato e suas características são notadamente, entre outras: (i) revisar as decisões do Engenheiro que não foram aceitas por uma das partes, quando solicitado; (ii) auxiliar na resolução de controvérsias informalmente²⁹, quando solicitado conjuntamente; (iii) fazer revisão independente dos fatos, quando solicitado; (iv) proferir decisão sobre o conflito, passível de ser discutido em arbitragem na hipótese da não concordância das partes; (v) permanece ativo até o término do contrato, ou até que todas os pareceres necessários forem emitidos; (vi) não irá se envolver em questões cujos pareceres já foram emitidos e uma das partes não cumpriu; (vii) não irá atuar como consultor para a referida obra.

Nota-se que tratar-se de mecanismo jurídico já há muito consagrado na prática internacional, e bastante utilizado principalmente por entidades multilaterais de financiamento. Foi implantado pela FIDIC a pedido do Banco Mundial na 4ª Edição dos *Red e Yellow Books* em 1996. Ainda assim, não exerce um papel proativo na resolução de conflitos, e sim apenas ao ser solicitado. Cabe diferenciar a definição de Pleito - Cláusula 1.1.6 - que é a solicitação ou declaração para alívio/compensação de qualquer condição de contrato para execução dos trabalhos, da definição de Disputa - Cláusula 1.1.35 - que se caracteriza quando uma das partes faz um pleito, a outra parte rejeita, e assim a primeira parte não consente e emite uma nota de insatisfação que vai levar o caso ao DAAB.

É importante observar que há obrigações de reciprocidade claramente definidas e identificadas nas Cláusulas 20 e 21 da Condições Gerais. Ou seja, podem haver pleitos e disputas do Construtor ou do Proprietário, pois caberá ao Engenheiro, pela Cláusula 3.7, determinar ou propor acordo quanto ao pleito em um primeiro momento e, caso a decisão não seja aceita por uma das partes, cabe ao DAAB, pela Cláusula 21.4, em um segundo momento. No Apêndice das Condições Gerais, págs. 125 a 132, são dadas onze regras para facilitar com o procedimento para que as disputas sejam evitadas. A Regra 5, bastante interessante, cita os poderes do DAAB, entre outros: (i) escolher outros especialistas para participar nas análises; (ii) utilizar o conhecimento dos próprios membros do DAAB para questões de pagamento definitivo ou provisório; (iii) ter acesso e poder revisar várias decisões do Engenheiro que sejam relevantes à disputa; (iv) decidir “se” e “o quanto” dos poderes conferidos ao DAAB deverão ser exercidos. É uma excelente ferramenta extrajudicial que está contida no modelo contratual proposto pelo *Emerald Book*.

5 CONCLUSÕES

Os contratos de obras subterrâneas são em geral deficientes na alocação de riscos entre as partes. Como é de prerrogativa do Proprietário decidir o quanto do projeto executivo ficará na responsabilidade do Construtor, em geral, o que se tem visto mundialmente é o desuso do *Red Book*, onde o projeto executivo é do Proprietário e o Construtor apenas executa o projeto.

Além disto, já é comum o uso do EPC - *Silver Book* ou então (no Brasil) o RDC, RDCI e também o *Yellow Book*, onde a grande parte ou então todo o projeto executivo fica a cargo e risco do Construtor. De certa forma, para um conjunto de atividades de construção relativamente limitado, ou seja, projetos

relativamente curtos ou de pequena envergadura, estes modelos anteriores podem funcionar relativamente bem, dependendo da experiência do Construtor e de sua capacidade de absorver os riscos proporcionais e desconhecidos, mas correndo riscos de sobre prazo e custo, e sabendo da alocação deficiente de riscos entre as partes. Inclusive, o mecanismo do *Emerald Book* funciona um pouco parecido com estes últimos modelos citados, já que quando não há uma variação significativa entre as condições imaginadas e as condições reais (de preço e tempo), sendo que o Construtor segue como o responsável pelos riscos e não recebe mais dinheiro ou tempo para completar a obra.

A diferença é que para grandes projetos o Proprietário deverá preparar melhor a licitação, notadamente informação suficiente para que o Construtor avalie os riscos envolvidos. O Proprietário deverá ainda fazer com que o grupo de documentos sejam consistentes entre si, apontar claramente quais são os riscos que o Construtor deverá assumir, apontar claramente quais riscos não devem ser precificados ou apontados na proposta, solicitar que o proponente indique prazo e custo extras para uma determinada variação que possa ocorrer.

Com a utilização das Condições Contratuais propostas no *Emerald Book* as partes podem acordar, antes do início das obras, termos e condições favoráveis para que o projeto termine mais próximo do prazo e custo imaginados pelo Proprietário e propostos pelo Construtor. O Engenheiro tem um papel ativo na administração do contrato e resolução inicial de pleitos, prosseguindo com o DAAB caso a sua determinação não tenha sido aceita por uma das partes. A indústria de túneis precisava desta ferramenta contratual para equilibrar as capacidades dos envolvidos de modo que os projetos consigam se desenvolver conforme planejados. E, além disto, para que o Proprietário possa controlar melhor o resultado final das obras. Não há ainda modelos de contrato perfeitos. Contudo, as experiências adquiridas na utilização de vários modelos resultaram no *Emerald Book*. Este, portanto, segue sendo a melhor ferramenta para que túneis sejam vistos como soluções bem-vindas, que se consiga prestar contas de forma transparente e que isto seja reconhecido pela sociedade. Que se faça bom uso das Condições Contratuais ITA/FIDIC para Obras Subterrâneas, *Emerald Book*.

REFERÊNCIAS

¹ O Projeto de Lei nº 6.814/2017 foi apresentado em 03 de fevereiro de 2017 e apensado ao Projeto de Lei 1.292/1995 com o objetivo de instituir normas para licitações e contratos da Administração Pública e revogar a Lei nº 8.666, de 21 de junho de 1993, a Lei nº 10.520, de 17 de julho de 2002, e dispositivos da Lei nº 12.462, de 4 de agosto de 2011. O Projeto de Lei nº 4253, de 2020, é o substitutivo da Câmara dos Deputados ao Projeto de Lei do Senado nº 559, de 2013, e Estabelece normas gerais de licitação e contratação para as administrações públicas diretas, autárquicas e fundacionais da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios; altera as Leis nºs 13.105, de 16 de março de 2015 (Código de Processo Civil), 8.987, de 13 de fevereiro de 1995, e 11.079, de 30 de dezembro de 2004, e o Decreto-Lei nº 2.848, de 7 de dezembro de 1940 (Código Penal); e revoga dispositivos da Lei nº 12.462, de 4 de agosto de 2011, e as Leis nºs 8.666, de 21 de junho de 1993, e 10.520, de 17 de julho de 2002.

² Tratamos de *common law* como a lei aplicável aos países de origem anglo-saxã, por exemplo a Inglaterra, o País de Gales, a Austrália, a Nova Zelândia, e os Estados Unidos da América. O Brasil - assim como os demais países da América Latina, e a grande maioria dos países europeus e asiáticos -, adota o modelo de *civil law*.

³ Peter F. Kaming, Paul O. Olomolaiye, Gary D. Holt & Frank C. Harris (2010) Factors influencing construction time and cost overruns on high-rise projects in Indonesia. *Construction Management and Economics*, Volume 15, 1997 - Issue 1, págs. 83-94; K.V. Prasad, V. Vasugi, R. Venkatesan, Nikhil S. Bhat. (2019) Critical causes of time overrun in Indian construction projects and mitigation measures. *International Journal of Construction Education and Research* 15:3, págs. 216-238; Francisco Pinheiro Catalão, Carlos Oliveira Cruz, Joaquim Miranda Sarmiento. (2019) Exogenous determinants of cost deviations and overruns in local infrastructure projects. *Construction Management and Economics* 0:0, pages 1-15; A. M. El-Kholy. (2019) Exploring the best ANN model based on four paradigms to predict delay and cost overrun percentages of highway projects. *International Journal of Construction Management* 0:0, págs. 1-19; and Gui-Xiang Chen, Ming Shan, Albert P. C. Chan, Xu Liu, Yi-Qing Zhao.

(2019) Investigating the causes of delay in grain bin construction projects: the case of China. *International Journal of Construction Management* 19:1, págs. 1-14.

⁴ *Fédération Internationale des Ingénieurs-Conseils*: www.fidic.org.

⁵ *International Tunnelling and Underground Space Association*: www.ita-aitec.org.

⁶ TG10: task group 10 e demais colaboradores mencionados em detalhe no livro.

⁷ Design-Build.

⁸ 65 sub-cláusulas mencionadas nas notas iniciais. 73 sub-cláusulas mencionadas nas págs. 10 e 11 do Caderno de Guias.

⁹ A partir da pag. 8 do Caderno de Guias até a pág. 10 o caderno vai discorrendo detalhadamente como utilizar cada uma das 21 cláusulas das Condições Gerais.

¹⁰ FIDIC Golden Principles: <http://fidic.org/books/fidic-golden-principles-2019>.

¹¹ As cláusulas estão listadas nas notas iniciais e na pág. 10 e 11 do Caderno de Guias.

¹² Para Proprietários inexperientes é uma boa oportunidade de aprender com o *know-how* do Construtor. Lembrando que isto pode ser feito numa fase prévia à licitação e que a proposta aceita fará parte dos documentos contratuais, fazendo sentido que seja pago caso o esforço seja significativamente fora do senso comum. Caso contrário, o Proprietário deverá fazer o esforço necessário para que as propostas cheguem niveladas entre si e que atendam os Requisitos do Proprietário. As informações destes Requisitos são preenchidas pelo Proprietário ao longo de 33 cláusulas.

¹³ Pág. 8 do Caderno de Guias. O Modelo contratual mais adequado seria o *Red Book (Design-Bid Build)*.

¹⁴ Pág. 89 Caderno de Guias.

¹⁵ Os aspectos do sistema de contratual classificação do maciço são detalhados nas págs. 87 e 88 do caderno de guias.

¹⁶ Tradução livre de um parágrafo do item 3 na pág. 87 do caderno de guias.

¹⁷ Leitura adicional ASCE ISBN 13:978-0-7844-0930-5 Geotechnical Baseline Reports for Construction. Suggested Guidelines.

¹⁸ Nota durante reunião do grupo de trabalho WG3 da ITA Napoli 2019.

¹⁹ Pág. 78 caderno de guias.

²⁰ Cláusulas 1.1.45 e 8.6 das Condições Gerais.

²¹ Pág. 78 caderno de guias.

²² Cláusula 8.3 <Programme> das Condições Gerais.

²³ Cláusula 13.8.2 das Condições Gerais.

²⁴ Notas de reunião do WG3 São Francisco 2016.

²⁵ Notadamente aspectos relacionados ao Gerenciamento de Projetos e Resolução de Conflitos https://youtu.be/W5P8Dos_VdA para que as variações sejam tratadas caso-a-caso.

²⁶ <https://youtu.be/MGbwck2RdeU>.

²⁷ Em geral o papel do Engenheiro na administração da obra é de pôr ordem e fazer determinações. Após a segunda edição 2017 (primeira foi em 1999) foi confiada maior responsabilidade ao Engenheiro para que desempenhe sua capacidade em resolver conflitos de modo eficiente.

²⁸ Apenas sob a Cláusula 3.7 do caderno de condições gerais onde pode ser neutro além de fazer determinações sem o consentimento do Proprietário. Leia também <https://www.lexology.com/library/detail.aspx?g=3137b454-53e7-4df4-b633-445b655681b9>.

²⁹ Cláusula 21.3 das Condições Gerais.

ESCAVAÇÃO DE DOIS TÚNEIS RODOVIÁRIOS EM CORPO ÚNICO DE DIQUE DE ROCHA BÁSICA COM MAIS DE 80 M DE ESPESSURA

F. S. Santos, W. S. Iyomasa & J. P. S. Pereira

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, Brasil

Resumo: Obras de infraestrutura rodoviária estão em construção no litoral norte paulista, compostas por OAEs (Obras de Artes Especiais), cortes, aterros e túneis. São obras que exigiram cuidados especiais, desde a etapa de investigações no projeto básico até o processo construtivo, por se situarem em ambiente da Serra do Mar. Especificamente no caso de túneis, as campanhas de investigações de campo sofreram limitações severas e, conseqüentemente, o detalhamento do projeto executivo foi realizado por meio de perfurações horizontais nas frentes de escavação, denominadas de furos táticos, além de mapeamentos geológico-geotécnicos e geomecânicos sistemáticos. Como consequência da limitação da investigação inicial, o par de túneis em construção na cidade de Caraguatatuba apresentou litologia não encontrada na etapa dos projetos básico e executivo. Inicialmente, foi prevista que a escavação ocorreria integralmente em rocha do tipo biotita granito. No entanto, na etapa de escavação verificou-se que cerca de 24% do comprimento total de cada um dos túneis estava situado em um único corpo de rocha básica, cuja espessura é superior a 80 m com orientação NNE-SSW. A escavação dos túneis nesse corpo de rocha básica foi alvo de estudo e avaliações sistemáticas observando-se as leituras das instrumentações instaladas. No presente artigo, discutem-se as características geomecânicas desse corpo de rocha básica, bem como os procedimentos e as adequações nas escavações, sobretudo nos trechos em que a instrumentação geotécnica indicou instabilidade, associadas às características litológica e estrutural. As escavações dos túneis foram realizadas pelas quatro frentes de avanço e as baixas classes geomecânicas (RMR IV e V), ainda que ocorressem em rocha sã, exigiram tratamentos com cambotas metálicas e concreto projetado, exceto no miolo do dique, onde o maciço foi caracterizado como classe III (RMR) e exigiu tirantes sistemáticos e concreto projetado.

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

Estão em construção no Litoral Norte do Estado de São Paulo obras de empreendimento rodoviário, contornando as cidades de Caraguatatuba e São Sebastião. Estas obras incluem a execução de serviços de terraplenagem (cortes e aterros), estruturas de contenção, obras de arte especiais (OAEs) e túneis, algumas delas, inclusive, executadas junto à região do Parque Estadual da Serra do Mar. Neste artigo enfatiza-se um dos cinco pares de túneis que compõe o empreendimento.

O par de túneis em destaque configura-se em obra subterrânea com pista dupla (pista direita e pista esquerda) e foi executado por meio de quatro frentes de escavação: duas a partir de cada emboque, denominados emboques Sul e Norte. Possui direção aproximada ENE-WSW; extensões lineares de 407 m e 384 m, para as pistas direita e esquerda, respectivamente; seção transversal de aproximadamente 13 m de largura e 10 m de altura; e está localizado, especificamente, no município de Caraguatatuba, sob terreno com cotas variando de 70 m a 150 m, em região com vegetação densa de Mata Atlântica, próximo ao Morro do Santo Antônio (Figura 1).

Ao longo do traçado do túnel, considerando as duas pistas e as regiões dos emboques, a campanha de investigações direta ficou restrita a três sondagens à percussão e 8 sondagens mistas, não sendo realizadas sondagens inclinadas. As investigações realizadas, tanto no projeto básico quanto no projeto executivo, identificaram apenas o litotipo biotita granito e seus produtos de alteração (solo de alteração de rocha – SAR, rocha alterada mole – RAM, rocha alterada dura – RAD, e rocha sã – RS), de acordo com Vaz (1996). Portanto, todo o túnel foi previsto de ser escavado nesse litotipo.

Contudo, como se mostrou durante o processo de execução do túnel, a escavação ocorreu em trecho considerável de diabásio (em praticamente $\frac{1}{4}$ do túnel), na forma de dique de direção NNE-SSW, que foi

constatado durante os mapeamentos de frente de escavação, executados pela Construtora e pelo acompanhamento técnico de obra (ATO), bem como por perfurações horizontais nas frentes de escavação, denominadas de furos táticos, concomitantes ao avanço das frentes.

Dada esta situação, o presente artigo tem como objetivo geral apresentar os procedimentos adotados durante as etapas executivas de escavação do túnel, que permitiram adequar os avanços e tratamentos das frentes de escavação inicialmente previstos, haja vista a diferença do litotipo encontrado e de suas condicionantes estruturais e hidrogeológicas, como a persistência e frequência dos fraturamentos, bem como a região de contato com a rocha encaixante, trechos preferenciais para percolação de água e geralmente com maiores graus de alteração.

Como objetivo específico, o estudo efetuado procura demonstrar à comunidade técnica a possível ocorrência de dique de rocha básica com espessura superior a 80 m, e principalmente pelo fato das características geomecânicas apresentarem condição muito diferenciada.

É normal que ao escavar cerca de três a quatro dezenas de metros de rocha, no caso perpendicular ao dique, ocorresse trecho com rocha sã e com boa qualidade geomecânica, porém isso não foi constatado. Mesmo em longo trecho de rocha sã, o dique apresentou intenso sistema de fraturas e processo de decomposição acentuado, aparentemente, influenciado pelo fluxo elevado de água pelo contato com a rocha encaixante, que resultou em maciço geomecânico de baixa qualidade. Portanto, a escavação em rocha sã requereu tratamento mais robusto, seja no projeto de suporte, como no sistema de alívio da carga hidráulica. Registra-se que Campanha *et al.* (1994, p. 4) já relatavam a possibilidade de ocorrência, regionalmente, de diques de diabásio e microdioritos com espessura de até 50 m e com orientação NE.



Figura 1 - Localização do túnel em tela (tracejado branco), de direção ENE-WSW, constituído por par de pistas (pista direita e esquerda), executado próximo ao Morro do Santo Antônio em região de Mata Atlântica densa, no município de Caraguatatuba. *Google Earth Pro* (2021)

2 MÉTODO DE TRABALHO

Os registros que deram origem a este artigo são provenientes das atividades de visitas técnicas ao campo, do acompanhamento efetivado pelo ATO, e dos mapeamentos de frentes de escavação sistematicamente executados pela Construtora. Portanto, já se destaca a importância dessas atividades na execução de túneis desenvolvidos segundo o método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), que

permitem a adequação *pari-passu* do projeto e a observação da conformidade da obra com o projeto executivo, somados à auscultação por instrumentações geotécnicas.

De maneira geral, neste artigo sumarizam-se os mapeamentos das frentes de escavação, bem como seus respectivos tratamentos referentes às estruturas de suporte e do sistema de drenagem. Os registros de campo possibilitaram quantificar as porcentagens dos litotipos escavados, suas classes geomecânicas e tratamentos adotados, permitindo-se constatar a situação diferenciada e/ou anômala expressa por um dique de rocha básica de espessura excepcional, superior a 80 m, que no caso, representou cerca de 24% da escavação do túnel, inicialmente previsto para ser integralmente escavado em biotita granito e com tratamento bastante reduzido.

Em suma, as etapas de projeto que possibilitaram a aquisição de dados, suas avaliações e desenvolvimento do presente artigo estão elencadas a seguir, e são sequências que constam na adequação de projetos executivo de túneis:

- Levantamento bibliográfico geológico especializado.
- Interpretações de estruturas geológicas por meio de fotos aéreas.
- Elaboração de mapas geológicos.
- Coleta e análise de dados estruturais.
- Elaboração de um modelo geológico.
- Elaboração de um plano de investigação geológico-geotécnica.
- Execução de investigações de campo com sondagens.
- Definição das classes geomecânicas a serem escavadas ao longo do túnel.
- Atualização do mapa e modelo geológico.
- Acompanhamento técnico da obra.
- Registro de dados encontrados em campo e suas respectivas quantificações.

3 ASPECTOS GEOLÓGICOS REGIONAIS E LOCAIS

No município de Caraguatatuba, Litoral Norte do Estado de São Paulo, ocorrem as seguintes principais compartimentações geológicas: rochas cristalinas do Complexo Costeiro, rochas cristalinas do Terreno Serra do Mar e sedimentos inconsolidados do Quaternário.

Sob o ponto de vista estrutural, a região é principalmente configurada pelo *trend* NE-SW, deflagrando a ocorrência de foliações de médio a alto ângulo, fraturas e zonas de cisalhamento, das quais também se aproveitam as intrusões ígneas básicas mais recentes, na forma de diques e *sills*. Esse condicionamento também pode ser observado pela direção das cristas da Serra do Mar, bem como pelos vales encaixados dos principais corpos de drenagem.

Regionalmente, as principais litologias e estruturas são oriundas de quatro grandes eventos geológicos pretéritos (SHIBASAKI *et al.*, 2002): o primeiro diz respeito à aglutinação de sequências crustais ainda no Pré-Cambriano, incluindo os retrabalhos no Ciclo Brasileiro, Neoproterozoico, dando origem às justaposições de corpos cristalinos em faixas de orientação preferencialmente NE-SW; o segundo grande evento diz respeito às intrusões graníticas que ocorreram ao longo do Fanerozoico, que dão origem aos morros que ressaltam na Planície Costeira, constituídos por granitoides, por vezes com orientação mineral incipiente; o terceiro evento concerne à abertura do Oceano Atlântico, no Mesozoico, onde intrusões básicas, ultrabásicas, intermediárias e alcalinas aproveitaram fraquezas nas rochas cristalinas encaixantes, formando as estruturas de diques e *sills* que ocorrem recorrentemente na região (CAMPANHA *et al.*, 1994); por fim, atua ainda a neotectônica durante todo o Cenozoico, que de acordo com as orientações das tensões principais, descontinuidades previamente existentes são submetidas ao fechamento, distensão ou cisalhamento.

No que compete especificamente ao local onde o empreendimento rodoviário está sendo executado, nas áreas topográficas mais altas, condicionadas pelos morros e espigões da Serra do Mar, ocorrem as rochas cristalinas, enquanto, nos trechos de cotas mais baixas, na Planície Costeira, ocorrem sedimentos quaternários continentais e marinhos, das Transgressões Santos e Cananeia (SUGUIO & MARTIN, 1978), inclusive com ocorrência de espessas camadas de solo muito mole (SANTOS *et al.*, 2017). Nos sopés dos morros são recorrentes as camadas de colúvio e tálus.

O túnel em si foi escavado em um dos morros de rocha cristalina, junto ao Morro do Santo Antônio, constituído, segundo a literatura e sondagens executadas, por biotita granito porfirítico, as vezes inequigranular, cinza rosado, e com orientação mineral incipiente. Como se descreveu até aqui, rocha básica, na forma de dique, também foi observada ao longo da escavação, e é aqui classificada como diabásio, em seus trechos limítrofes, e diorito/gabro, no trecho central do dique, região do seu núcleo, com granulação média. A Figura 2, baseada nos trabalhos de Cunha *et al.* (2019), Dias Neto *et al.* (2009) e Suguio & Martin (1978), apresenta mapa geológico do local de implantação do empreendimento rodoviário, com destaque para a posição do túnel em tela (círculo amarelo).

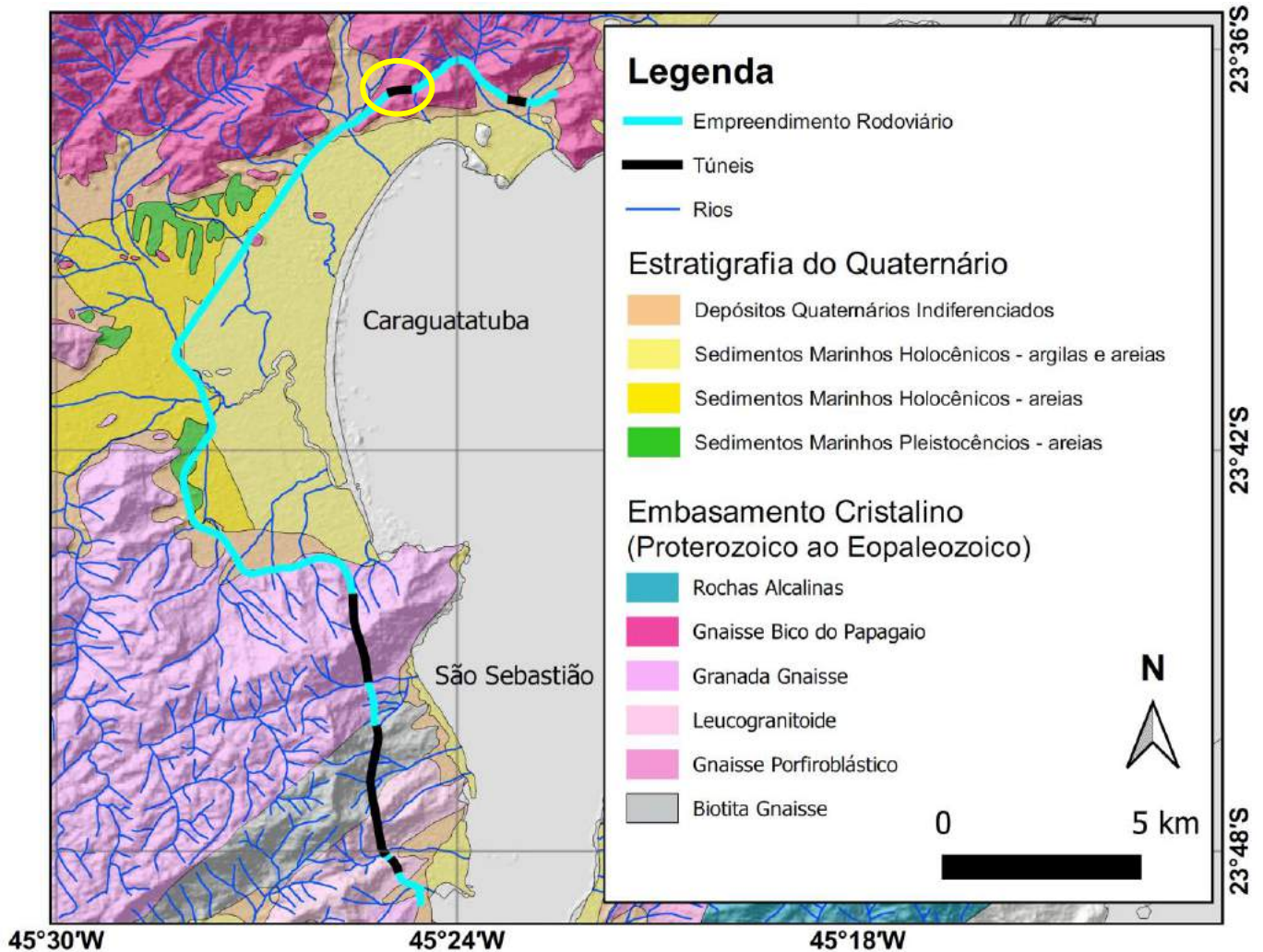


Figura 2 - Mapa geológico regional com projeção do traçado do empreendimento contornando os municípios de Caraguatatuba e São Sebastião, SP. O túnel em pautas está destacado pelo círculo amarelo.

4 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS, CLASSES GEOMECÂNICAS E TRATAMENTOS DO TÚNEL

Segundo o projeto executivo inicial, o túnel seria escavado integralmente em rocha biotita granito porfirítico, as vezes inequigranular com orientação mineral incipiente, e em produtos de sua alteração, predominantemente RAD e SAR, concentrando-se o SAR na região dos emboques, e conforme se adentrasse no morro, na parte intermediária dos túneis, ocorreria a melhora progressiva da classe geomecânica do maciço, até se chegar na RAD/RS, com as maiores coberturas sobre a geratriz superior do túnel, chegando a 60 m de espessura.

Por não terem sido executadas sondagens segundo uma malha densa, sobretudo na região central do túnel, pela limitação devido à situação ambiental, foram previstos no projeto executivo investigações

por meio de furos táticos nas frentes de escavação, concomitantes ao avanço dos túneis para se extrair fragmentos da rocha por um equipamento rotopercussivo, bem como para estimar a competência do maciço rochoso, inferida a partir dos parâmetros obtidos da perfuratriz (jumbo), como resistência à perfuração, velocidade de avanço e fluxo de água.

De acordo com o projeto executivo original, as classes de maciço, os tratamentos previstos e suas quantidades em extensão são as apresentadas na Figura 3, em função do sistema de classificação definido em Bieniawski (1989), RMR – *Rock Mass Rating*. Para compreensão, no projeto em questão entende-se como:

- Tratamento C2 aquele em que a seção tipo é escavada parcializada em *side-drift*, calota e rebaixo, constando como elementos de suporte cambotas metálicas, telas metálicas e concreto projetado, além do processo de escavação ser auxiliado pela manutenção do núcleo na face escavada, instalação de enfilagens e execução de arcos invertidos provisório e definitivo. Tratamento típico adotado em maciço classe V – RMR.
- Tratamento C1 aquele em que a seção tipo é escavada de forma parcial em calota e rebaixo, constando como elementos de suporte cambotas metálicas, telas metálicas e concreto projetado, além de processo de escavação ser auxiliado por instalação de enfilagens. Eventual uso de tirantes em trechos com RAD/RS. Tratamento típico adotado em maciço classe IV – RMR.
- Tratamento B2 aquele em que a seção tipo de avanço é escavada de forma parcial em meia seção e rebaixo, eventualmente em seção plena, constando como elementos de reforço/suporte tirantes, telas metálicas e concreto projetado. Tratamento típico adotado em maciço classe III/IV – RMR.
- Tratamento B1 aquele em que a seção tipo é escavada em seção plena, eventualmente em seção parcializada, constando como elementos de reforço/suporte tirantes, telas metálicas e concreto projetado. Tratamento típico adotado em maciço classe III – RMR.
- Tratamento A2 aquele em que a seção tipo é escavada em seção plena, eventualmente em seção parcializada, constando como elementos de reforço/suporte tirantes, telas metálicas e concreto projetado, em malha menos densa e com menor espessura em comparação ao tratamento típico B1. Tratamento típico adotado em maciço classe I/II – RMR.
- Tratamento A1 aquele em que a seção tipo é escavada em seção plena, eventualmente em seção parcializada, apresentando elementos de tratamento esporádicos. Adotado em maciço classe I – RMR.

Pista Direita			Pista Esquerda		
Tratamentos Previstos	m	%	Tratamentos previstos	m	%
C2	243	60%	C2	199	52%
C1	50	12%	C1	45	12%
B2	0	0%	B2	0	0%
B1	66	16%	B1	56	14%
A2	48	12%	A2	86	22%
A1	0	0%	A1	0	0%

Figura 3 - Quantitativos dos tratamentos típicos previstos inicialmente no projeto executivo do túnel para ambas as pistas

Como já mencionado anteriormente, além da rocha biotita granito porfirítico (Figura 4), foi interceptado ao longo das escavações do túnel um dique de rocha básica (Figura 5), de atitude variando de N034E/75SE a N058E/45SE, e espessura calculada superior a 80 m.



Figura 4 - Biotita granito, A) na frente de escavação em estado de solo de alteração de rocha (SAR) B) em sondagem realizada no projeto executivo, em estado são a praticamente são



Figura 5 - Trecho do túnel com afloramento de dique de rocha básica na frente de escavação. Notar padrão de fraturamento frequente e persistente, planos oxidados e alterados em meio a material são ou pouco alterado. Região próxima ao contato com a rocha encaixante.

Nota-se que o dique de rocha básica apresenta uma estruturação caracterizada por três famílias de fraturas (334/80, 024/45 e 148/45 – medidas Clar), que se interceptam formando, geralmente, paralelepípedos de rocha centimétricos. Esses planos muitas vezes encontravam-se oxidados, indicando a passagem de água preteritamente, o que sugere um caminho preferencial da percolação de água em algum momento da história geológica da rocha, e que de fato tem repercussão atual, sobretudo na qualidade inferior da rocha, que exigiu tratamento mais robusto do que havia sido previsto no túnel.

A Figura 6 apresenta, em planta, a disposição do dique, da rocha encaixante e a direção do túnel, inferidos a partir dos mapeamentos da frente de escavação. Vale registrar que a região de contato entre o dique e a rocha encaixante é uma região que exigiu cuidados adicionais durante as fases construtivas, por apresentar grau de alteração contrastante com a rocha encaixante e um caminho preferencial para o fluxo de água.

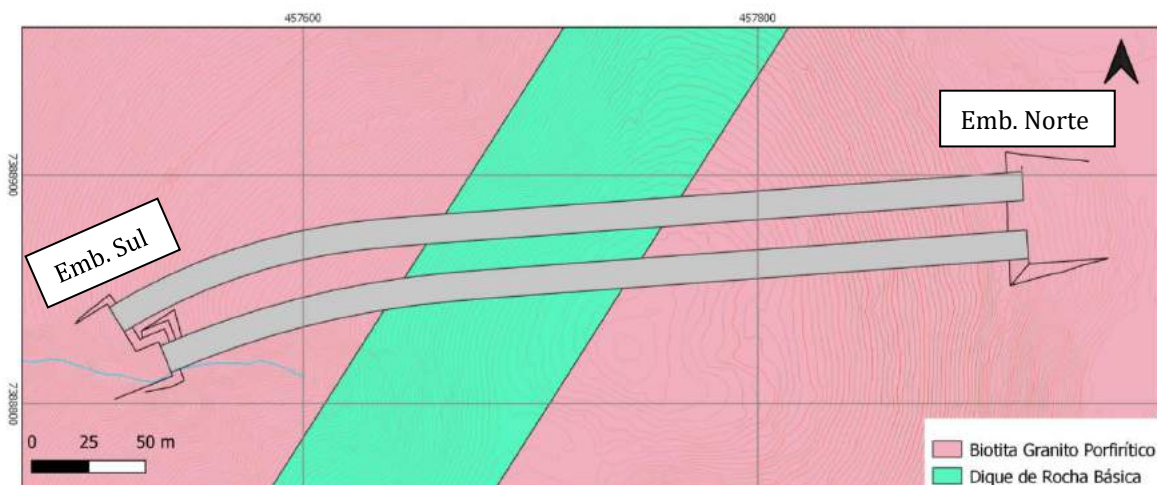


Figura 6 - Planta com a disposição do dique, da rocha encaixante e direção do par de túneis

Sob o ponto de vista geológico e geomorfológico, ainda vale registrar que normalmente estruturas de diques se destacam no relevo devido à sua resistência ao intemperismo contrastante com a rocha encaixante, como nos diversos casos de rocha básica que ocorrem na Bacia do Paraná no interior do Estado de São Paulo. Contudo, especificamente no local de instalação do túnel em tela, não se observam indícios da ocorrência do dique em subsuperfície, como suturas no relevo. Adicionalmente, a literatura técnica da Serra do Mar registra diversas ocorrências de enxames de diques, o que de fato foi encontrado nos demais túneis escavados ao longo deste empreendimento rodoviário, contudo um dique desta magnitude de espessura e sem repercussão nítida na geomorfologia, é uma situação anômala, como já discorrido anteriormente.

4.1 MACIÇOS E TRATAMENTOS EFETIVAMENTE REALIZADOS

Após a conclusão do túnel e de posse dos mapeamentos das frentes de escavação, com a classificação geológica, geomecânica e os tratamentos típicos de projeto adotados, elaborou-se a Figura 7.

Pista Direita			Pista Esquerda		
Comprimento Total	407 m		Comprimento Total	384 m	
Litologia	m	%	Litologia	m	%
Rocha Básica	99	24%	Rocha Básica	94	24%
Bt Granito	300	74%	Bt Granito	282	73%
Bt Gnt/RBas	8	2%	Bt Gnt/RBas	9	2%
Classes geomecânicas	m	%	Classes geomecânicas	m	%
I	0	0%	I	0	0%
I/II	0	0%	I/II	4	1%
III	0	0%	III	14	4%
III/IV	142	35%	III/IV	108	28%
IV	20	5%	IV	55	14%
V	245	60%	V	203	53%

Figura 7 - Quantificações de litologias escavadas e classes geomecânicas atribuídas ao longo das escavações das duas pistas do túnel

Nota-se que as litologias efetivamente escavadas são de biotita granito (Bt Gnt) e rocha básica (RBas), com aproximadamente 74% e 24% do total da escavação, respectivamente. Bt Gnt/RBas (Biotita Granito/Rocha Básica) diz respeito às seções que foram escavadas em ambas as litologias, ou seja, escavações realizadas ao longo do contato, e representam 2% das escavações. Já em relação aos tratamentos empregados, têm-se os valores obtidos, que diferem dos valores inicialmente previstos em projeto, principalmente nas seções B2 e A2 (comparar com a Figura 3).

- Pista Direita: 62% C2, 5% C1, 33% B2; 0% B1 e 0% A2
- Pista Esquerda: 53% C2, 15% C1, 19% B2; 13% B1 e 0% A2

Essa diferença de litotipo, como se pode ver, resultou também na alteração da disposição dos tratamentos típicos ao longo do túnel, muito embora o espectro de tratamentos já existente no projeto original fosse suficiente para superar a presença da rocha básica. Ou seja, nenhum novo tipo de tratamento necessitou ser elaborado pela projetista em virtude da presença do dique, mas suas posições necessitaram ser remanejadas e os reforços pontuais foram acrescidos.

Consequentemente, ocorreram alterações nas quantidades de cada tipo de tratamento, sobretudo, devido ao grau de fraturamento do dique de diabásio ser mais elevado do que o do biotita granito, que, mesmo quando encontrado em estado são, no núcleo do dique, apresentava grau de fraturamento elevado, persistente e frequente, restringindo o espaçamento dos avanços das escavações, o que demandou tratamentos com tirantes em malhas mais densas, bem como aplicação de concreto projetado e telas metálicas. Adicionalmente, o influxo de água nos trechos de rocha básica se mostrou mais frequente e com maiores vazões.

Outra situação que merece ser mencionada é que, mesmo em locais do túnel em que ocorreu rocha são de diabásio/gabro/diorito, com classe geomecânica elevada (RMR 61 a 80), o que, em tese, possibilitaria a aplicação de tratamentos menos robustos (Seção Típica A2), na realidade não se mostrou possível devido à baixa cobertura de rocha são sobre a geratriz superior do túnel. O projeto previa o mínimo de 4 m de rocha de boa qualidade para a execução das bainhas dos tirantes, o que de fato não foi atingido, como prospectado pelos furos tácticos realizados na meia seção de escavação, portanto mantendo-se a necessidade de instalação de cambotas metálicas (Seção Típica C1 e C2).

Neste momento vale registrar a importância da execução dos mapeamentos das frentes de escavação, dos furos tácticos, das atividades de ATO e das instrumentações de engenharia para verificar o comportamento da obra e se os tratamentos executados proporcionavam a segurança estrutural prevista em projeto.

5 INSTRUMENTAÇÕES E COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO

Como mencionado anteriormente, a instrumentação geotécnica teve um papel primordial nas escavações dos túneis executados, segundo o método NATM. O projeto contemplava a instalação de tassômetros e marcos superficiais nas seções externas, e nas seções internas aos túneis, as medidas de convergência/divergência foi realizada por meio de marcos refletivos instalados a cada 20 m de escavação (uma estaca de projeto), com seções intermediárias a critério da projetista.

As leituras foram realizadas segundo frequência estabelecida no projeto, sendo mais assídua próximo à frente de escavação, e mais espaçada no tempo conforme se distava da frente de escavação e se constatasse a estabilidade das leituras ao longo do tempo. As leituras eram disponibilizadas em plataforma *online* para que todos os envolvidos no empreendimento tivessem acesso às mesmas.

Durante a escavação do túnel, sobretudo durante a ultrapassagem do trecho em dique, deu-se atenção às eventuais anomalias, marcando-se visitas expeditas de ATO para se avaliar *in-situ* a situação, e eventualmente, recomendar medidas estruturais adicionais, como reforço dos tratamentos e instalação de elementos de suporte. Uma dessas situações se deu pela decorrência de aumento de infiltração de água no túnel, na região de ocorrência do diabásio, que demandou tratamentos adicionais com drenos profundos, bem como a instalação de geossintéticos para direcionar as infiltrações e realizar a recuperação de parte do revestimento em concreto projetado.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho mencionam-se as limitações intrínsecas na realização de investigações diretas na região ambientalmente preservada da Serra do Mar. Essas limitações, entre outras, resultaram na não interceptação do corpo intrusivo de rocha básica pelas sondagens diretas previstas em projeto, ocasionando uma surpresa no decorrer das escavações, com a ocorrência de dique de rocha básica com grande espessura. Chama-se atenção neste trabalho a espessura do corpo intrusivo escavado, em torno de 80 m, o que de fato é uma situação anômala, não observada em obras subterrâneas realizadas na região, tampouco em afloramentos de rocha, como pedreiras ou cortes em rodovias ou ferrovias.

Todavia, como no projeto estava prevista a execução de furos táticos, os avanços nessa faixa de transição entre biotita granito e a rocha básica se deu de maneira cautelosa e gradual, como está registrado nos mapeamentos das frentes de escavação e nas instrumentações geotécnicas.

O acompanhamento sistemático pela equipe de ATO, técnicos da Construtora, Fiscalização e Empreendedor permitiu a tomada de decisões, praticamente, a cada avanço da escavação.

Portanto, a prática adotada mostrou-se adequada no acompanhamento das instrumentações *online*, bem como o acompanhamento *pari-passu* das escavações pelos profissionais envolvidos. Semelhantemente, permitiu o desenvolvimento seguro das escavações pelo método NATM. Adicionalmente, essa prática possibilitou maior maleabilidade ao projeto, com remanejamento dos tratamentos e suportes já previstos no projeto original, embasado em análise das instrumentações geotécnicas instaladas.

Por fim, registra-se que a estruturação do dique de rocha básica com paredes alteradas e as grandes infiltrações, embora a rocha se encontrasse em estado são na região do núcleo do dique, requereu tratamentos respectivos de rochas com classificação geomecânica inferior.

Os aprendizados que ficam no acompanhamento descrito são basicamente dois: o processo de atuação sistemática entre as equipes de projeto, execução, fiscalização e empreendedor que agiliza as tomadas de decisões para alterar e adequar o projeto executivo; e o foco deste artigo que é a característica inferior da classe geomecânica do dique de rocha básica, ainda que apresente corpo com grande espessura e trecho relativamente extenso com rocha sã. Sob o ponto de vista da geologia, a intrusão de rocha com alta temperatura (dique) em rocha existente e com temperatura inferior (encaixante), e com atuação de esforços tectônicos, pode gerar no meio físico local situação muito peculiar. Avaliou-se que no presente caso, ocorreu redução na qualidade do maciço rochoso.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à DERSA (Desenvolvimento Rodoviários S/A) pela permissão na divulgação dos dados aqui expostos. Agradecem também a todos os profissionais da Projetista, Construtora e Fiscalização que integraram o projeto e produziram tais dados de alguma maneira. Em especial, os autores agradecem ao Geol. Marcos Saito pela leitura do artigo e contribuições pontuais.

REFERÊNCIAS

- [1] BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering**; John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, 1989.
- [2] CAMPANHA, G.A.C.; ENS, H. H.; PONÇANO, W. L. **Análise morfotectônica do Planalto de Juqueriquerê, São Sebastião**; Revista Brasileira de Geociências, vol 24, No 1, Março 1994, pp. 32-45.
- [3] CUNHA M.A.; SAITO DE PAULA, M.; CAMPANHÃ, C.A.; ROCHA, L.F.; GOULART, B.P.; DEMARTINI, J.L.; VICENTE, L.C.; IYOMASA, W.S.; SANTOS, F.S. **Investigation, design and construction of 5 NATM highway tunnels – Serra do Mar, Brazil**; 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, Foz do Iguassu, Brazil, 2019.
- [4] DIAS NETO, C.M.; CORREIA, C.T.; TASSINARI, C.C.G.; MUNHÁ, J.M.U. **Os anfíbolitos do Complexo Costeiro na região de São Sebastião, SP**; Revista do Instituto de Geociências, USP, São Paulo, V. 9, No 3, 2009, pp. 71-87.

- [5] GOOGLE. *Software Google Earth Pro*. 2021.
- [6] SANTOS, F.S.; YAMAMOTO, J.K.; IYOMASA, W.S. **Modelagem geológico-geotécnica a partir de sondagens SPT auxiliada por computador**; Revista Fundações & Obras Geotécnicas, V. 8, 2017, pp. 32-39.
- [7] SHIBASAKI, L.S.; CAMPANHÃ, C.A.; ANDRADE, J.C.O.; SAMPAIO, O.S. **Evolução do modelo geológico/geomecânico dos túneis da pista descendente da Rodovia dos Imigrantes**; 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto, Brasil, agosto 2002.
- [8] SUGUIO, K.; MARTIN, L. **Formações Quaternárias Marinhas do Litoral Paulista e Sul Fluminense**; International Symposium on Coastal Evolution in the Quaternary, Special Publication, No 1, São Paulo, Brazil, 1978.
- [9] VAZ, L. F. **Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais**; Revista Solos e Rochas; V. 19; No 2; 1996; pp. 117-136.

ESCAVAÇÃO DE TÚNEL MECANIZADO SOB RIO TIETÊ EM BARUERI – SP

D.F.M. Melo

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

T.H.L. Jesus

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

H.G. Jarrouge Neto

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

I.G. Bastos

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

R. Kochen

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

Resumo: Como parte integrante do Sistema Produtor São Lourenço foi executado um túnel para abrigar uma adutora de água em passagem sob o Rio Tietê no município de Barueri – SP.

O túnel foi executado através de MND pelo método de execução de tubo cravado com escavação totalmente em maciço rochoso. A travessia possui comprimento de 113,35 m e foi composta por dois poços (partida e chegada) localizados às margens do Rio Tietê, com profundidade de até 25,60 m.

Foram realizadas quatro sondagens na área que permitiram classificar o maciço rochoso como sendo um gnaisse, proveniente do metamorfismo de granitos, com grau de alteração que varia de pouco alterado a são.

A escavação se deu por meio de equipamento tipo *shield*, com diâmetro de 1,80 m, e cobertura em rocha da ordem de 7,0 m sob o leito do rio.

Este método construtivo foi considerado o mais seguro, diante da possibilidade de fraturas no maciço rochoso se comunicarem com o fundo do rio, permitindo a entrada de água na escavação, caso o método construtivo selecionado fosse o NATM.

Neste artigo serão apresentadas as singularidades do projeto e dados da execução da obra, tais como produtividade alcançada, dificuldades e soluções utilizadas, método construtivo e demais aspectos que possibilitaram a execução da obra sem quaisquer intercorrências.

1 INTRODUÇÃO

O Sistema Produtor São Lourenço passou por ampliação recentemente possibilitando um aumento do fornecimento de água para cidades da região metropolitana de São Paulo. A água transportada pelos 32 km de adutoras abastece as cidades de Barueri, Carapicuíba, Itapevi, Jandira, Osasco, Santana de Parnaíba e Vargem Grande Paulista.

Durante a execução das obras de ampliação foram enfrentados alguns obstáculos no caminhamento da adutora, um deles foi o Rio Tietê. Para a instalação da adutora, foi realizada uma travessia por meio de método não destrutivo, *pipe jacking*, realizada totalmente em maciço rochoso.

2 CARACTERÍSTICAS DO MÉTODO

O *slurry pipe jacking* executa a cravação de tubos combinada com a execução de escavação por meio de couraça mecanizada com pressões de frente balanceadas por lama, sendo utilizado para túneis de pequenos diâmetros (até 4 m), principalmente em centros urbanos, dada sua versatilidade e segurança. A escavação ocorre a partir da desagregação e desestruturação do solo ou rocha, pela cabeça cortante do equipamento, que é composta por uma peça cônica dotada de pás na extremidade, que gira movida por uma engrenagem elíptica, produzindo durante a rotação uma excentricidade do cone. (MATSUI e KOCHEN, 2003)

O cone tritura as partículas de maiores dimensões contra a parede interior cilíndrica do escudo. Os fragmentos, quando atingem as dimensões apropriadas, são conduzidos para um compartimento estanque e isolado do restante do túnel, localizado na parte frontal do *shield*. Esse compartimento frontal é pressurizado com o bombeamento de lama bentonítica que garante o equilíbrio das pressões da face de escavação. Além deste equilíbrio, a lama tem a função de transportar o material escavado até tanques de decantação localizados na superfície. Após a separação dos sólidos em suspensão nestes tanques, a lama volta a ser bombeada para o sistema. (MATSUI e KOCHEN, 2003)

O equipamento utilizado para a travessia em questão foi o AVN1200TB da empresa Herrenknecht, com diâmetro externo de 1.810 mm com três cilindros de reação que aplicam uma carga de 225 t na parede do poço.



Figura 1 - Equipamento utilizado na escavação do túnel, vista da cabeça de corte (a) e interna (b). (Fonte: ATO GeoCompany)

Simultaneamente a escavação e ao transporte do material escavado, é feita a cravação dos tubos de concreto por meio de pistões hidráulicos localizados no poço de partida. Cada tubo cravado movimenta toda a composição (*shield* mais tubos) que avança em direção ao poço de chegada. Todos os parâmetros envolvidos na operação do *slurry pipe jacking* (torque da cabeça de escavação, velocidade de avanço, carga de cravação, vazão e pressão de lama, direcionamento, posicionamento etc.) são controlados e comandados de uma cabine de operação localizada junto ao poço de partida.

A configuração utilizada em projeto é a execução de dois poços para atuar como poço de partida e de chegada para a travessia. As figuras a seguir apresentam a planta com a localização da travessia e o perfil transversal. A travessia está localizada no município de Barueri sendo que um dos poços se localiza no bairro Aldeia de Barueri (chegada) e o outro poço no bairro Alphaville (partida). A travessia tem extensão de 110,70 m e a cobertura é da ordem de 7,0 m. O poço de partida é executado com um diâmetro maior para possibilitar o acesso dos equipamentos e é projetado para suportar os esforços oriundos da cravação dos tubos de concreto.

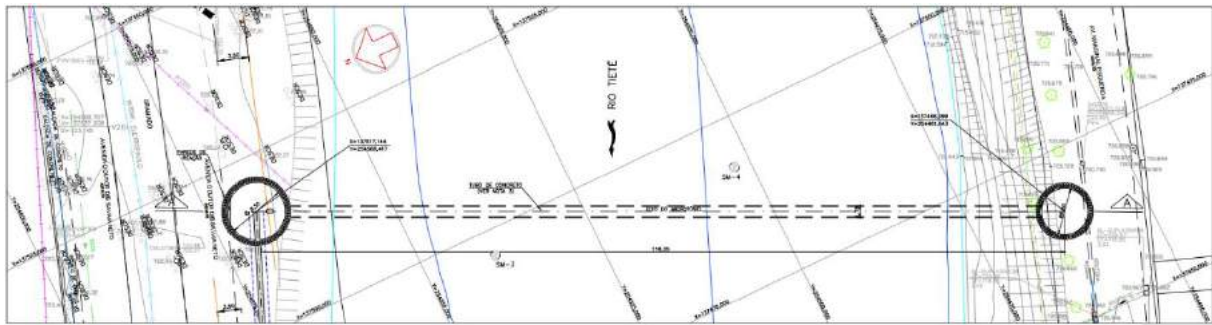


Figura 2 - Planta da travessia com a indicação dos poços, no lado direito o bairro Aldeia de Barueri e no lado esquerdo Alphaville (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)

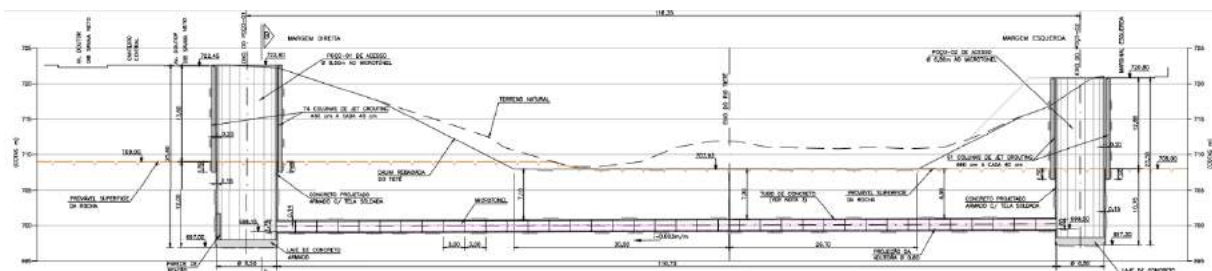


Figura 3 - Perfil transversal da travessia sob o Rio Tietê em maciço rochoso com cobertura de 7,0 m (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)

O início da escavação ocorreu em 12 de fevereiro de 2019 e, no dia 08 de março de 2019 o *shield* atravessou a parede do poço de desemboque. A utilização de método não destrutivo para a escavação se mostrou um sucesso, a produtividade média de avanço foi de 4,63 m por dia. As Figuras a seguir apresentam algumas imagens referentes a construção do túnel.

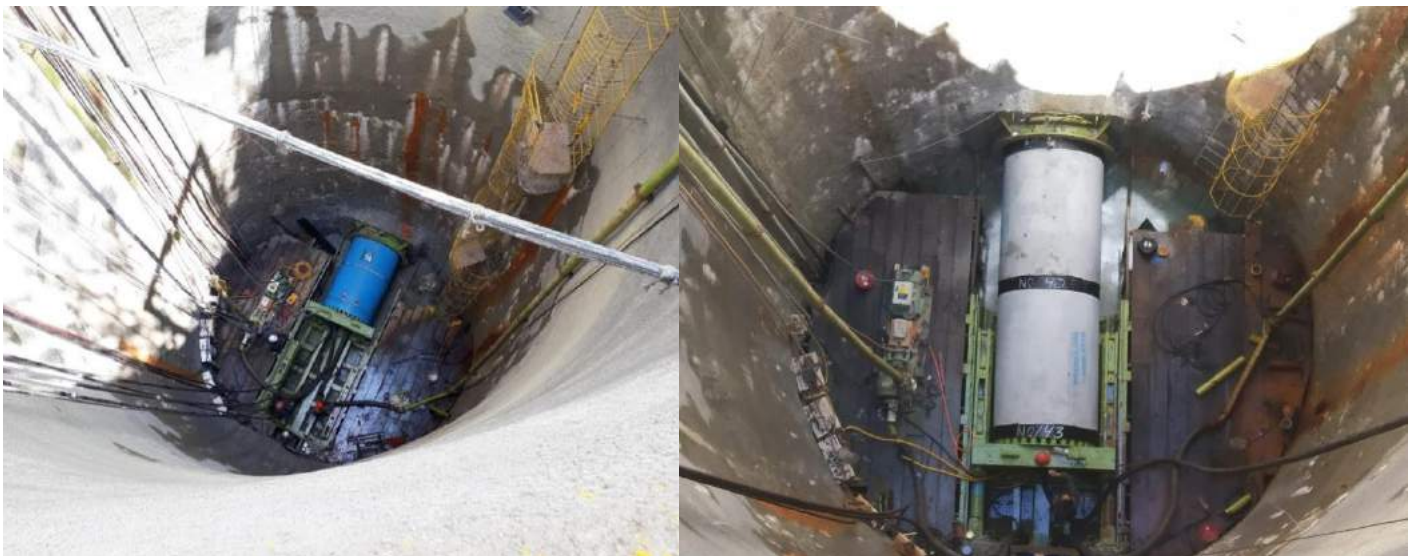


Figura 4 - Vista superior do poço de partida (a) emboque do *shield* pela parede de poço e (b) cravação dos anéis de concreto. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 5 - (a) Vista do desemboque do *shield*, sendo possível observar que o equipamento ultrapassou as telas metálicas utilizadas no revestimento do poço. Foi utilizada água no interior do poço para balancear a pressão na chegada do equipamento e (b) cabine de controle do equipamento. (Fonte: ATO GeoCompany)

3 ASPECTOS GEOLÓGICOS

Para a elaboração do projeto foram executadas 4 sondagens na área da travessia, sendo distribuídas da seguinte maneira, uma sondagem em cada poço e duas sondagens realizadas no Rio Tietê. As sondagens executadas nos poços demonstraram a existência de uma camada superficial de aterro, com aproximadamente 8,0 m de espessura e com valores de NSPT médio de 10 golpes, seguida por camada de aluvião composto por areia argilosa com matéria orgânica e NSPT médio de cinco golpes e 3 m de espessura. A camada seguinte é de solo de alteração de rocha composto por silte arenoso com fragmentos de rocha e NSPT médio de 36 golpes. O maciço rochoso foi encontrado com profundidade da ordem de 15 metros. As sondagens realizadas no leito do rio apresentaram uma camada superficial de solo seguida pelo maciço rochoso.

O maciço rochoso encontrado durante a escavação é caracterizado como gnaiss, proveniente do metamorfismo de granitos, com grau de alteração que varia de pouco alterado a são, granulação fina a média, com foliação centimétrica visível nas porções máficas, composta predominantemente por biotita. Nas porções félsicas predominam feldspatos e quartzos.

Para o trecho da travessia as quatro sondagens se mostraram suficientes, sendo que os fragmentos de rocha resultante da escavação foram coerentes com o previsto nas sondagens.

Nas proximidades da escavação, durante a execução da adutora, existem alguns afloramentos de talude, nos quais se observa a presença de granitos leucocráticos, com fenocristais de feldspato, estrutura maciça, pouco alterado a são, duro, resistente e pouco fraturado.

Os granitos e gnaisses são rochas de composição mineralógica definida predominantemente por quartzo, feldspato e mica, sendo assim, rochas quartzo-feldspáticas. Apresentam-se duras e com elevado grau de resistência, ou seja, rochas com elevada capacidade de absorver a tensão sem sofrer deformações. Essas rochas apresentam resistências entre 100 a 200 MPa, dependendo do grau de alteração que se encontram.

Na região da travessia, foram realizadas obras de rebaixamento de calha no Rio Tietê, executadas a fogo, que modificaram a configuração do rio e causou o fraturamento da camada de rocha no leito do rio. O projeto inicial previa a execução de túnel com escavação a fogo com tratamento prévio do maciço

com injeções de calda de cimento, em seção de 3,0 m de largura e 3,7 m de altura. Considerando a pequena cobertura, avaliou-se que a solução apresentava um alto risco de acidente e pequena produtividade já que a escavação necessitaria de cuidados especiais.

4 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A escavação dos dois poços se iniciou praticamente ao mesmo tempo. O poço de emboque tinha diâmetro interno de 8,50 m e profundidade de 25,80 m. O poço foi concebido com revestimento em concreto projetado armado com tela soldada. Não foi previsto sistema de rebaixamento externo, sendo utilizadas estacas pranchas metálicas ao redor da escavação com o objetivo de limitar a entrada de água pela parede do poço. Os perfis metálicos GU 6N da Arcelor Mittal foram cravados até atingirem o topo rochoso. O mesmo conceito foi utilizado no projeto do poço de chegada, que possuía diâmetro interno de 6,80 m e profundidade de 23,50 m.

A estaca prancha foi selecionada por dois principais motivos, por ser uma solução mais econômica e para não haver risco de fluxo de calda de cimento para o rio em comparação com a alternativa de execução de colunas de *jet-grouting*.

Durante a execução, a estaca prancha não conseguiu ser cravada até o topo do maciço rochoso, o que resultou num trecho de solo residual de elevada resistência sem proteção. Quando a profundidade da escavação se encontrava abaixo do fundo da estaca e acima do maciço rochoso, num trecho que ficou sem tratamento, ocorreu entrada de água para o interior da escavação.

Para possibilitar a continuação da obra, foram utilizados drenos tipo barbacãs, na parede do poço, permitindo a passagem da água por um caminho conhecido e controlável. A água interna à escavação foi bombeada continuamente para descarte.



Figura 6 - Etapas de construção do poço, (a) instalação da armadura antes da concretagem, sendo possível visualizar a estaca cravada e (b) escavação no trecho de transição entre solo e rocha. (Fonte: ATO GeoCompany)

O trecho em rocha dos poços foi escavado a partir de detonações sucessivas, sempre monitoradas por sismógrafos e acompanhadas por ATO. Devido a proximidades das vias, em ambos os poços, era necessário o acompanhamento do departamento de trânsito para garantir o fechamento da via. O poço localizado no bairro Aldeia de Barueri se encontrava próximo das moradias, exigindo um acompanhamento de todas as detonações pela defesa civil. As escavações foram realizadas com sucesso e sem nenhuma intercorrência. Para amenizar os efeitos do desmonte de rocha por explosivos, vibração e ruído, o poço era preenchido com água de reuso antes das detonações.



Figura 7 - (a) instalação dos explosivos para desmonte e (b) poço preenchido com água antes da detonação. (Fonte: ATO GeoCompany)

Para a retirada do material escavado, foi instalada uma ponte rolante que içava caçambas com o material escavado. A produtividade nesta escavação do trecho em rocha se limitou pela velocidade deste equipamento em retirar o material detonado.



Figura 8 - (a) Retirada do material de escavação através de caçambas (b) vista da ponte rolante a partir da superfície. (Fonte: ATO GeoCompany)

Após a instalação da tubulação da adutora na travessia, os poços foram reaterrados, sendo construídos poços de visita no interior dos dois poços.

5 CONCLUSÃO

O objetivo do trabalho foi apresentar a execução de travessia por meio de *pipe jacking* sob o Rio Tietê, em Barueri-SP, para a ampliação do Sistema Produtor São Lourenço.

Foi apresentada uma breve discussão sobre a geologia local, o método construtivo empregado e as principais características da obra.

A travessia foi executada sem intercorrências e em prazo satisfatório corroborando com a indicação para utilização de *pipe jacking* em obras similares.

REFERÊNCIAS

- [1] MATSUI, M.M.; KOCHEN, R. **Mini e micro túneis com *shield* (tatuzão) e revestimento em tubo cravado (*slurry pipe jacking*)**, revista Engenharia Vol 560, pgs 96 – 101, 2003.
- [2] GEOCOMPANY: **Dados de projeto e ATO (Acompanhamento Técnico de Obra)** 2018-2019.

ESCAVAÇÃO DE TÚNEL URBANO DE DRENAGEM EM SÃO BERNARDO DO CAMPO – SP

D.F.M. Melo

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

T.H.L. Jesus

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

H.G. Jarrouge Neto

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

I.G. Bastos

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

R. Kochen

Geocompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda., Barueri – SP, Brasil

Resumo: O objetivo deste trabalho é apresentar os principais tópicos do projeto e execução do túnel principal de drenagem pertencente ao Projeto Drenar, junto à Rua Jurubatuba, no município de São Bernardo do Campo. O túnel hidráulico tem como função realizar um caminho alternativo para a drenagem de águas pluviais na região do Ribeirão dos Meninos através de uma ligação paralela à galeria previamente existente, e servindo de deságue ao piscinão construído Praça Samuel Sabatini, em frente ao Paço Municipal.

Foram observadas duas características determinantes no projeto e execução do túnel, a existência de diversos prédios antigos no centro da cidade, alinhados com a via principal, e a existência de um solo de característica arenosa, que limitou a distância do avanço e limitou os tratamentos eficientes.

Para os poços foram utilizadas colunas de *jet grouting* que não se mostraram completamente eficientes, sendo observada durante a escavação, o distanciamento das colunas com o aumento da profundidade, sendo observado fluxo de água e carreamento de solo arenoso para o interior da escavação.

Para a escavação do túnel foram utilizados, como tratamento de teto, enfilagens tubulares e colunas de CPPH e, para a frente de escavação, enfilagens de bulbo contínuo. Foi realizado rebaixamento pontual do nível de água através de DHPs a vácuo e sistemáticos.

Foi realizada ampla campanha de instrumentação, para avaliar os efeitos da escavação e do rebaixamento nos imóveis da área de influência, que permitiram um acompanhamento pari passu de deslocamentos durante a escavação.

A execução do túnel foi realizada em quatro frentes de escavação. A configuração da obra se deu com dois poços, sendo que um deles permitiu a abertura de duas frentes de escavação do túnel.

O artigo apresenta as dificuldades encontradas durante a escavação e as alterações realizadas que possibilitaram a execução da obra com sucesso.

1 INTRODUÇÃO

O Projeto Drenar tem como objetivo eliminar ou diminuir as inundações recorrentes, as quais são geradas por chuvas intensas de curta duração na bacia superior do Ribeirão dos Meninos, na região central de São Bernardo do Campo (SP), as quais passaram a ter uma periodicidade praticamente anual nas últimas décadas. Uma mudança gradual do comportamento hidrológico da bacia vem sendo

observada, principalmente no que se refere à redução dos tempos de concentração e aumento da área impermeabilizada do solo.

O curso d'água do Ribeirão dos Meninos, que segue canalizado ao longo da Avenida Brigadeiro Faria Lima – importante sistema viário do município – recebe, entre a via Anchieta e o Paço Municipal, as águas dos córregos Rotary, Casagrande, das Palmeiras, Santa Terezinha, Saracantan e Água Mineral, além de galerias de drenagem.

Para sanar o problema, o projeto contempla o reforço hidráulico no trecho do Ribeirão dos Meninos, entre a Avenida Prestes Maia e o exutório da bacia, na confluência com o córrego Taióca, composto por um Túnel hidráulico de aproximadamente 1.000 m e reservatório com capacidade três vezes superior à do piscinão do Pacaembu. Tal reforço prevê a criação de um Túnel *by-pass* paralelo à galeria existente e com capacidade para receber todo o volume de água que hoje sobrecarrega o canal. Assim, a estrutura já instalada hoje, com déficit de capacidade, ficará livre para absorver apenas o fluxo de água excedente em caso de superação dos níveis atuais de cheia.

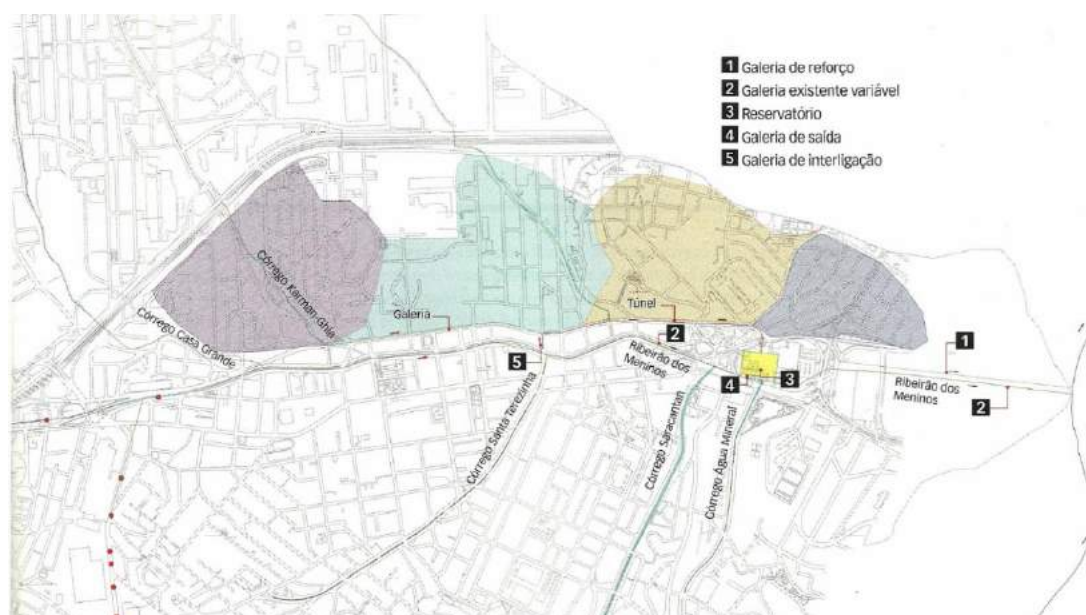


Figura 1 - Mapa da região

Este Túnel sob a Rua Jurubatuba teve por finalidade coletar as águas pluviais advindas parcialmente da galeria da Avenida Brigadeiro Faria Lima e das bacias contribuintes da margem esquerda, incluindo o Córrego dos Lima e galerias de drenagem. A escolha de um Túnel do tipo *by-pass* se justifica pelo fato da região ser uma área densamente ocupada, impedindo a ocupação da superfície, com muitas redes e interferências. Outra vantagem é que não ocorre interferência no tráfego local.

Para a execução do Túnel Principal, será necessária a construção de outras três estruturas enterradas denominadas Poço 01, Poço 02 e Túnel de Serviço. A Figura a seguir apresenta um esquema da obra.

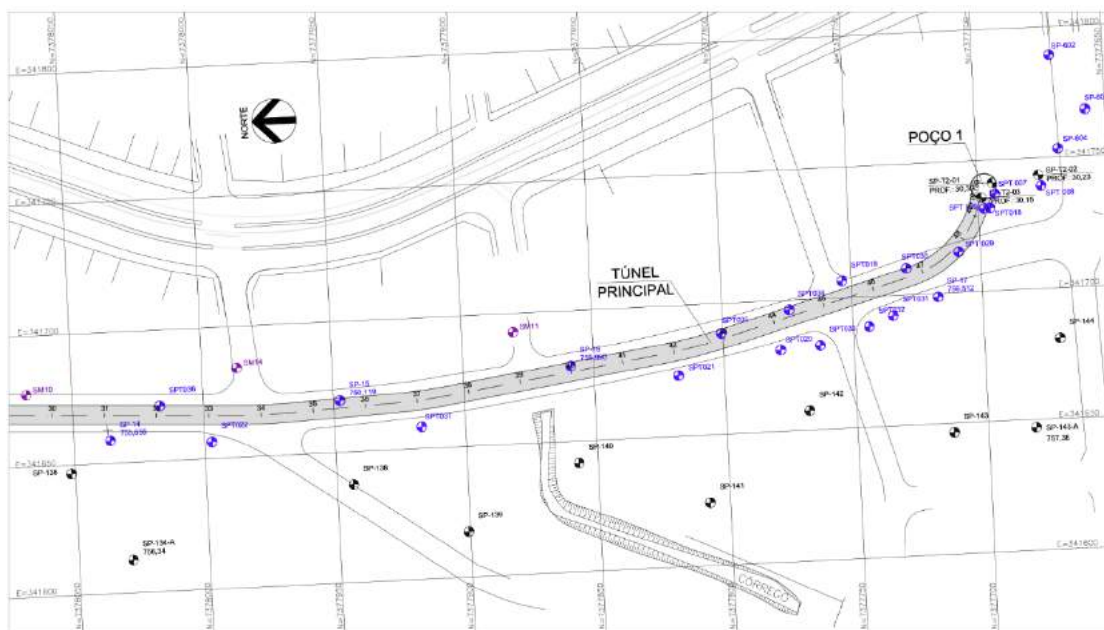


Figura 2 - Planta geral de localização do túnel – parte 1
 (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)



Figura 3 - Planta geral de localização do túnel – parte 2
 (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)

2 POÇOS

Os poços 1 e 2 foram executados com diâmetro de 9,60 m, para permitir o emboque da seção do túnel. A profundidade foi de, aproximadamente, 20 m para os poços. A escavação em NATM foi realizada de forma parcializada em cinco setores de forma a manter a integridade do maciço ao longo da escavação e do avanço da profundidade do poço.

A escavação foi realizada sem o rebaixamento do lençol freático, sendo utilizadas colunas secantes de *jet grouting* para manter a estanqueidade da parede do poço. Durante a escavação as colunas não se

mostraram completamente eficientes, ocorrendo entrada de água, principalmente quando a escavação atravessava materiais arenosos. As colunas foram executadas com diâmetro de 60 cm e espaçamento de 40 cm, no entanto, no solo arenoso da região, com elevado nível de água, em muitos pontos, pode-se observar a ausência da sobreposição e até a ausência da coluna de JG.



Figura 4 - Mapa da região (Fonte: ATO GeoCompany)

O poço 1 foi construído na esquina da Alameda Glória com a Rua Jurubatuba. Este poço, após o término da fase construtiva, será utilizado para receber efluentes excedentes de galerias da Av. Brigadeiro Faria Lima de forma a ser transportado pelo Túnel de drenagem até o reservatório junto ao Paço Municipal. O poço 2 foi construído entre as Ruas José Pelosini e Domingos João Ballotin.

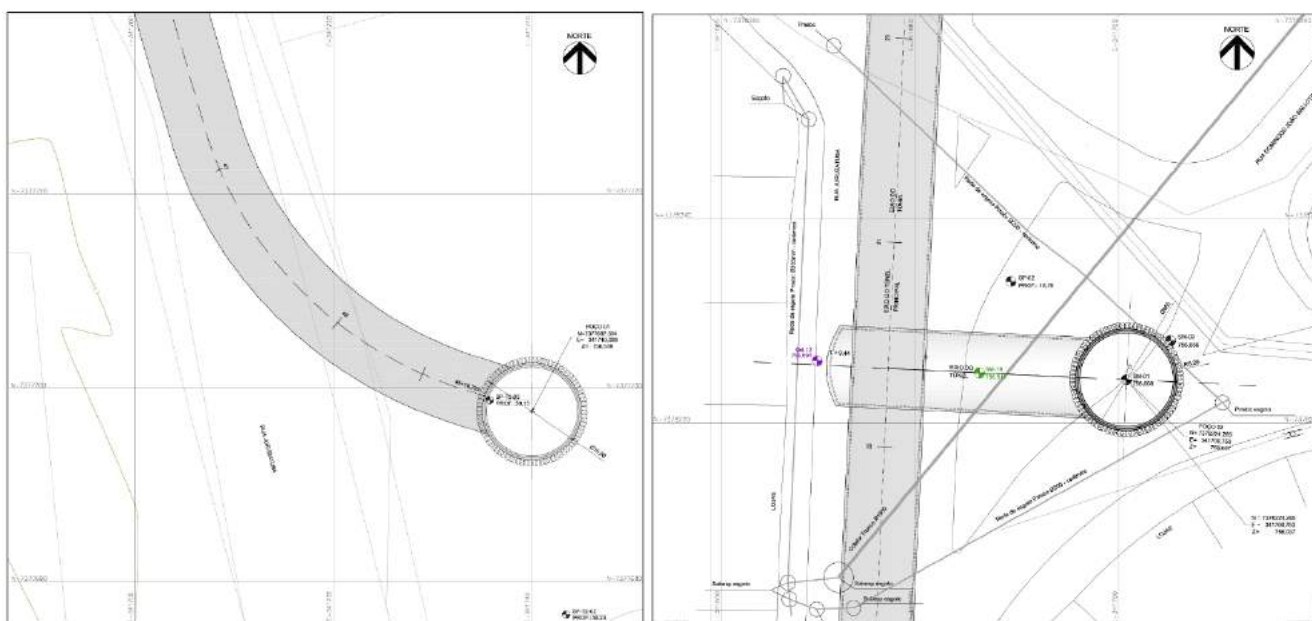


Figura 5 - Localização dos poços 1 e 2 (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)

Após o término das escavações, os Poços 01 e 02 foram tamponados com lajes de cobertura que funcionam como ponte sob os poços.



Figura 6 - Poço 1 (a) detalhe das infiltrações na face do concreto projetado e (b) atividade de escavação e limpeza do solo escavado. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 7 - Detalhe do poço 1 (a) instalação da tela metálica da armação sendo possível observar a descontinuidade das colunas de JG e (b) escavação em solo siltoso coesivo. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 8 - Detalhe do poço 2 (a) início do esgotamento de água e (b) escavação com picão em trecho de solo saprolítico. (Fonte: ATO GeoCompany)

3 TÚNEL PRINCIPAL E DE SERVIÇO

O Túnel Principal foi escavado preponderantemente em solo de alteração de rochas do embasamento cristalino, sendo encontrados alguns trechos de escavação com rocha no arco invertido, já previsto na etapa de projeto, graças à extensa campanha de sondagens junto ao alinhamento do Túnel. As figuras a seguir apresentam o perfil geológico.

Em menores profundidades foram encontradas camadas de aterro, seguidas por camadas alternadas de argila e areia fina a média. A predominância na escavação do túnel é de silte areno-argiloso e silte argilo-arenoso.

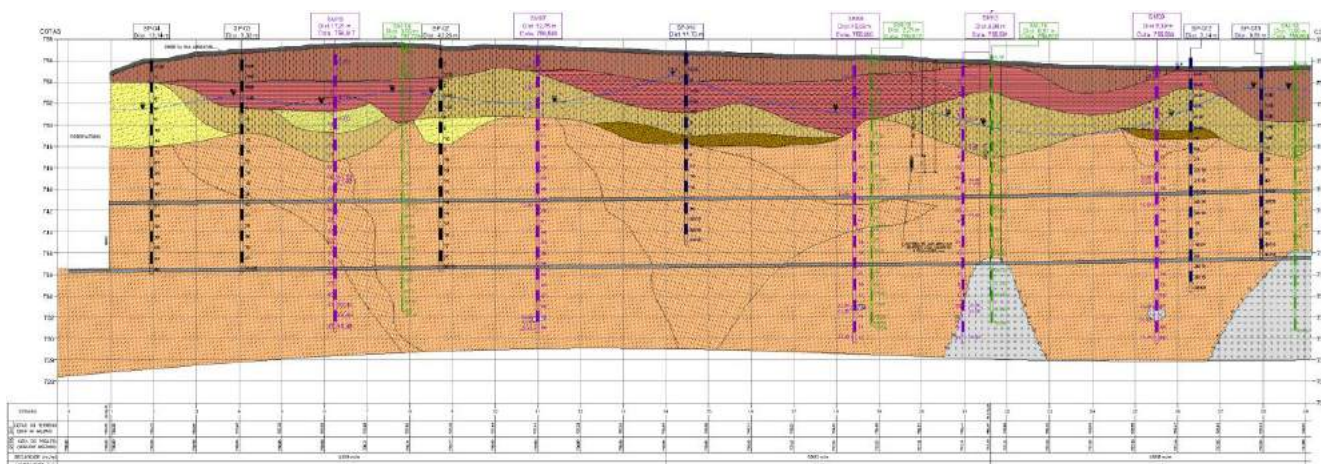


Figura 9 - Perfil geológico do túnel – parte 1 (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)

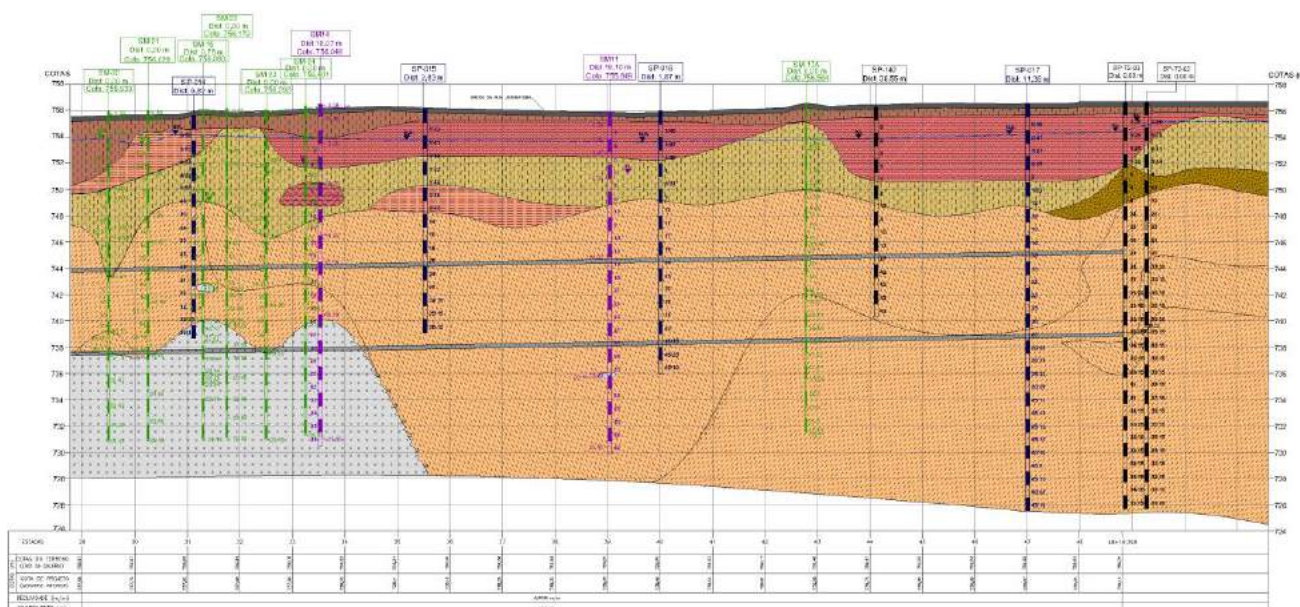


Figura 10 - Perfil geológico do túnel – parte 2 (Fonte: Projeto Executivo GeoCompany)

A escavação do túnel se deu em 3 frentes de escavação a partir de dois poços de serviço de grande diâmetro, denominados Poços 01 e 02. No poço 02 partirão duas frente de serviço, uma em direção ao reservatório no Paço Municipal e outra em direção ao Poço 01, o qual tinha outra frente que foi de encontro à frente que partiu do Poço 02.

A área da seção de escavação era de 34,80 m² e a extensão total foi de, aproximadamente, 980 m. A escavação se deu apenas com drenagem pontual, a profundidade em relação à superfície foi da ordem de 18,00 m até sua geratriz inferior.

O método de escavação utilizado é o NATM, sendo parcializado em três etapas, a primeira etapa foi a escavação da calota, seguida por escavação do arco invertido provisório e do arco invertido definitivo.

Foram adotados dois diferentes tratamentos de teto sendo definido de acordo com o subsolo local. Quanto o subsolo era composto por areia o tratamento sistemático para a escavação do Túnel era de colunas CCPH Ø60 cm e quando o subsolo da calota era de argila o tratamento foi de enfilagens injetadas tubulares com Ø10cm com tubo SCH-40 Ø2 ½”.

Para a frente de escavação foi utilizado um tratamento eventual com enfilagem de bulbo contínuo (PVC). Para a escavação foi utilizado um rebaixamento pontual do lençol freático com a utilização de DHPs a gravidade e a vácuo.

O revestimento primário do Túnel é de concreto projetado armado com cambota treliçada na calota e telas soldada no arco invertido. O revestimento secundário foi composto por concreto projetado armado com tela soldada. As figuras a seguir apresentam algumas das etapas de construção do túnel principal.

O túnel de serviço foi escavado em condições parecidas com o principal, a extensão foi de 24,44 m a partir do Poço 2, com parcialização.



Figura 11 - Fotos da frente de escavação que foi executada mantendo o núcleo central. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 12 - (a) Execução de tratamento em colunas de CCPH e (b) execução de tratamento através de enfilagens. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 13 - Vista da frente de escavação sendo possível visualizar em (a) as colunas de CCPH e em (b) as enfilagens. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 14 - Vista de escavação de arco invertido em rocha em (a) durante carregamento para desmonte de rocha e (b) maciço rochoso detonado. (Fonte: ATO GeoCompany)



Figura 15 - (a) instalação da armadura para concretagem ao arco invertido definitivo e (b) trecho do túnel com AID já concluído. (Fonte: ATO GeoCompany)

4 CONCLUSÃO

Este artigo apresentou as principais características do projeto e execução de túnel de drenagem executado sob a avenida Jurubatuba em São Bernardo do Campo, como parte integrante do Programa Drenar. O objetivo do programa é eliminar as enchentes através da intervenção em diversos pontos da cidade.

O túnel e poço foram escavados sem rebaixamento do nível de água e, em alguns trechos em solos arenosos, exigindo a utilização de mecanismos pontuais para o alívio das pressões hidrostáticas, como a utilização de DHPs na frente de escavação e de drenos tipo barbacã em alguns pontos do revestimento dos poços.

O acompanhamento técnico foi fundamental na obra fornecendo agilidade nas tomadas de decisão face a imprevistos e verificação da prática correta de execução.

REFERÊNCIAS

[1] **ATO e PROJETO EXECUTIVO**, GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente, 2015 – 2018.

ESCAVAÇÃO MECANIZADA EM ROCHA COM TUNELADORA DE PEQUENO DIÂMETRO

E. Peev.

Herrenknecht do Brasil, São Paulo, Brasil

R. G. Glingani

Enotec Engenharia Obras e Tecnologia Ltda., São Paulo, Brasil

Resumo: As tuneladoras têm sido usadas com sucesso na escavação mecanizada em rocha desde meados do século XX. Desde então, vários avanços ocorreram no desenvolvimento dessas máquinas tornando-as mais seguras e previsíveis. Sua aplicação em túneis de pequeno diâmetro, porém, estava limitada aos diâmetros acessíveis, devido à necessidade de acesso à frente de escavação para troca das ferramentas de corte. Apenas mais recentemente foram desenvolvidas microtuneladoras não acessíveis com rodas de corte e cortadores projetados para escavar em rocha dura, capazes de vencer distâncias maiores sem a necessidade de troca das ferramentas de corte durante a escavação do trecho, permitindo assim escavar em rocha dura com diâmetros abaixo de 1.200 mm. Este trabalho apresenta um caso de aplicação desta tecnologia em obra de saneamento na Região Metropolitana de São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Desde que as primeiras tuneladoras para rocha foram aplicadas com sucesso a partir de meados do século XX, seu desenvolvimento tem permitido sua utilização em todo tipo de rocha e acompanhando também a evolução nos diâmetros. As máquinas tipo *Gripper* e *Double Shield*, que são aplicáveis especificamente em rocha, possuem faixa de aplicação de diâmetro entre 2 m e 12.5 m. Já as máquinas tipo *Single Shield* aplicáveis em rocha são indicadas para diâmetros variando entre 1,5 – 14 m. As tecnologias EPB e *Mixshield*, mais utilizadas em solos, também possuem capacidade de escavação em rocha, partindo de um diâmetro de 1,6 m e podendo atingir 16 m e 19 m de diâmetro, respectivamente.

Na tecnologia de *pipe jacking*, as microtuneladoras podem ter rodas de corte substituíveis, sendo assim possível sua utilização em todos os tipos de solo, inclusive rocha. Sua aplicação em rocha em diâmetros menores, entretanto, está limitada à força máxima que pode ser aplicada aos discos de corte, assim como à vida útil desses discos. Por meio de comportas que foram desenvolvidas, tornou-se possível o acesso à frente de escavação e à roda de corte por dentro da própria máquina, viabilizando assim a substituição dos discos de corte gastos por meio de sistemas de montagem dos discos por trás, estendendo as distâncias que podem ser executadas. Entretanto, o menor diâmetro no qual a instalação de uma comporta de acesso é viável é de 1.200 mm. Desta forma, o menor diâmetro viável para utilização de uma tuneladora para escavação em rocha estava limitado a este diâmetro de 1.200 mm.

2 TUNELADORAS PARA ROCHA: TIPOS E REFERÊNCIAS DE APLICAÇÃO EM PEQUENOS DIÂMETROS NO BRASIL

2.1 GRIPPER E DOUBLE SHIELD

As tuneladoras tipo *Gripper* são máquinas de modo aberto e não possuem um escudo (*shield*) de proteção. Sua aplicação é recomendada para rochas de média a alta dureza. Durante o avanço, uma roda de corte rotativa equipada com discos de corte é pressionada contra a face do túnel com pressões de até 32 t por disco. Devido ao movimento de rolamento dos discos, lascas da rocha são quebradas. Raspadores instalados na roda de corte coletam o material escavado o qual é movimentado para o centro da roda de

corde, conforme esta gira, e lançado através de um funil em uma correia transportadora localizada no centro da roda de corte. Por meio de outra correia transportadora instalada no túnel ou através de vagões, o material escavado é então levado para fora do túnel.

Antes de cada avanço, a tuneladora *Gripper* é ancorada contra a parede do túnel já escavado por meio de cilindros hidráulicos laterais. Sapatas montadas lateralmente nesses cilindros são o elemento chave deste tipo de máquina. São estas sapatas (*gripper shoes* em inglês) que dão o nome a esta máquina. Na sequência, os cilindros de avanço apoiados contra o conjunto da sapata empurram a roda de corte rotativa contra a face do túnel. Escudos parciais laterais servem para estabilizar a máquina contra vibrações durante o processo de escavação. No topo, o escudo normalmente possui uma extensão ranhurada que oferece proteção contra a queda de rocha, permitindo ao operador aplicar com segurança o primeiro suporte da rocha. O tipo de suporte aplicado por meio destas máquinas é de tirantes, telas de aço, cambotas metálicas e concreto projetado, de acordo com a geologia. Após a aplicação do primeiro elemento de suporte, as sapatas são recolhidas e movimentadas para a frente, reiniciando um novo ciclo de ancoragem e escavação.

A tuneladora tipo *Double Shield* também trabalha com o princípio das sapatas de ancoragem (*grippers*). Porém, essa máquina possui dois escudos (*shields*), sendo o frontal contendo a roda de corte, rolamento principal e acionamento, e o *shield gripper* contendo a unidade de ancoragem, cilindros auxiliares de avanço e cauda. Os cilindros de avanço principais conectam os dois *shields* e são protegidos por um *shield* telescópico. Durante o avanço, o *shield gripper* é ancorado contra a parede do túnel já escavado por meio das sapatas, permitindo que o *shield* frontal se movimente independente do *shield gripper* usando os cilindros principais de avanço.

A forma de escavação da tuneladora tipo *Double Shield* é similar à máquina *Gripper*, com a roda de corte sendo pressionada contra a face do túnel. Devido à presença do *shield*, é possível usar aduelas de concreto como forma de revestimento do túnel. O anel de concreto pode ser montado dentro da cauda do *shield gripper* durante o avanço do *shield* frontal e escavação da rocha, permitindo assim um alto rendimento desta máquina. Após o fim do avanço da escavação e montagem do anel, os cilindros auxiliares de avanço empurram o *shield gripper* apoiados no anel, em uma operação rápida. Em seguida, o ciclo se repete. Em formações onde a rocha permitir, a *Double Shield* também pode ser usada sem o anel segmentado como revestimento.

A extração do material escavado é feita de forma similar à tuneladora tipo *Gripper*.

2.1.1 Referência: PCH Rio Vermelho e Rio Natal

A Usina Rio Vermelho de Energia – URVE, está executando a implantação de sete PCHs na Bacia Hidrográfica do Rio Itapocu, na Sub-bacia do Rio Humboldt, sendo seis PCHs no Rio Vermelho e uma no Rio Natal, todas no Município de São Bento do Sul, SC.

Essas sete PCHs terão uma capacidade instalada variando entre 2,0 a 7,25 MW, com produção conjunta prevista de 25,65 MW.

O conjunto dessas PCHs terá túneis de adução para alimentar suas turbinas, com extensões variando de 280 m a 3.000 m, de acordo com a particularidade de cada projeto, e inclinação máxima de 7%.

Uma máquina *Gripper* fabricada pela Herrenknecht AG com diâmetro 2.850 mm está sendo usada para a construção de alguns desses túneis. Os dois primeiros túneis, com 770 m e 500 m, já foram executados e a máquina atualmente encontra-se em processo de escavação de um túnel de 3.000 m.

Uma particularidade desta máquina é seu projeto visando maior facilidade de instalação, desmontagem e transporte, para permitir seu deslocamento entre os locais de emboque dos túneis na região de difícil acesso. A máquina completa tem 49 metros de comprimento, equipada com cinco *back-ups* com comprimento de até oito metros, que podem ser transportados em caminhões padrão. A máquina pode ser montada mesmo em locais com grande restrição de espaço. A tuneladora também foi concebida com característica retrátil para permitir sua desmontagem dentro do próprio túnel em locais onde o acesso na extremidade do mesmo é impraticável.

Para permitir trabalhar com inclinações maiores, a extração do material escavado, que normalmente é feita com sistemas sobre trilhos, limitado a inclinações máximas de 4%, estão sendo usados veículos

especiais sobre rodas chamados MSVs (*Multi Service Vehicles*) fornecidos pela Techni-Metal Systems, uma subsidiária da empresa Herrenknecht. Esses veículos, já utilizados em TBMs maiores, foram desenhados para uma largura de apenas um metro, e, com capacidade de uso em inclinações de até 25%, podem lidar sem dificuldades com a inclinação máxima de 7% prevista no projeto.

2.2 SINGLE SHIELD TBM

A tuneladora tipo *Single Shield* TBM é uma máquina de frente aberta aplicável em rochas onde não há pressão de água. O revestimento do túnel pode ser feito com o uso do anel segmentado ou tubos de concreto, no caso do *pipe jacking*. A máquina avança por meio dos cilindros de avanço que se apoiam no anel ou tubo de concreto, pressionando a roda de corte de forma similar às máquinas *Gripper* e *Double Shield*. A extração do material escavado também ocorre como nessas duas máquinas, sendo lançado em uma correia transportadora interna e então removido para fora do túnel através de correia transportadora no túnel ou vagonetas. O uso do anel segmentado ou tubo de concreto permite que a máquina seja usada mesmo em rochas de baixa qualidade, uma vez que o túnel está sempre revestido. Em máquinas com diâmetro acessível, é possível ainda realizar tratamentos no maciço por dentro da máquina a fim de reduzir a entrada de água.

2.3 SLURRY SHIELD E SHIELD EPB

Os *Slurry Shields* e *Shield EPB*, apesar de serem indicados principalmente para uso em solo, também podem ser utilizados na escavação de rocha. Assim como no *Single Shield* TBM, o revestimento pode ser através de anel segmentado ou tubos de concreto e o avanço da máquina, pressionando a roda de corte contra a face do túnel, é feito através dos cilindros de avanço apoiados nesse revestimento.

A diferença entre o *Single Shield* TBM e estas duas tecnologias está na forma de extração do material escavado. No *Shield EPB*, o material é removido da câmara de escavação por meio de um parafuso sem fim e então lançado sobre uma correia transportadora interna e posteriormente a remoção para fora do túnel por meio de correia transportadora ou vagonetas. Já no caso do *Slurry Shield*, a lama (ou *slurry*) é utilizada para este fim por meio de bombeamento, o que torna este método muito flexível para uso em solos variáveis e com pressão de água.

2.1.1 Referência: Adutora Gênese

Vários projetos de saneamento já foram realizados em rocha no Brasil com a utilização do método de *pipe jacking*, com diâmetros igual ou superior a 1.500 mm.

Um desses projetos é o sistema Gênese da Sabesp para abastecimento de água para 350 mil pessoas em Barueri a partir do Sistema São Lourenço. Para permitir a passagem da adutora de 900 mm sob o Rio Tietê foi necessário abrir um túnel de 116 m de extensão em rocha gnaisse. Para tanto, foi usada uma máquina tipo *slurry* de *pipe jacking* da Herrenknecht de 1.500 mm de diâmetro com uma roda de corte para rocha. A máquina era dotada também de uma câmara hiperbárica que permitia o acesso seguro à frente de escavação mesmo sob pressão de água para a substituição dos discos de corte de rocha gastos.

3 DESENVOLVIMENTO DE AVN800 PARA ROCHA

Para permitir a escavação em rocha em diâmetros não acessíveis (<1.200 mm) foi necessário desenvolver uma nova máquina AVN800 para tubos de concreto com DN 800 mm, com capacidade para aplicar uma pressão maior na roda de corte e discos de corte com maior resistência ao desgaste de forma a aumentar sua durabilidade e conseqüentemente a extensão possível de ser executada.

Assim, a Herrenknecht desenvolveu cortadores cônicos TCI de alta resistência ao desgaste, permitindo escavar trechos de até 200 m de extensão sem a necessidade de substituição.

Com um mancal mais resistente, a máquina pode ser usada em rochas com dureza de até 200 MPa.



Figura 1 - Máquina AVN800 para rocha com discos de corte tipo TCI

Para a escavação com este tipo de cabeça de corte, é necessária a utilização de um sistema hidráulico que permite uma velocidade de rotação de até 36 rpm, apresentando assim, um melhor rendimento nas escavações para estes tipos de discos.

Tabela 1 - Comparação AVN800 Normal x AVN800 Rocha

	AVN800 Normal	AVN800 Rocha
Roda de corte	7 x discos duplos	5 x discos TCI
Fluxo hidráulico	130 l/min	260 l/min
Rotação máxima	7.4 rpm	até 36 rpm
Dureza máxima da rocha	50 MPa	200 MPa
Extensão máxima do trecho	100 m	200 m

4 CASO: COLETORES DE ESGOTO NA RMSP

A Enotec Engenharia Obras e Tecnologia Ltda. foi vencedora da licitação da Sabesp para a construção das Obras do Sistema de Afastamento de Esgoto do Município de Itaquaquecetuba, na RMSP, integrante do Projeto Tietê – Etapa III

Dentro desta obra existia a necessidade de construção de coletores DN 600 mm em granito quartzítico. Para isso, seria necessário construir um túnel com diâmetro de 1.800 mm pelo método NATM, com uso de explosivos, que inclui a perfuração, carregamento e detonação, limpeza, revestimento primário com concreto projetado, e posterior instalação do tubo no diâmetro final de projeto. Ao final, ainda é necessário preencher o espaço vazio entre o tubo e o túnel escavado com algum material, o que normalmente é feito com concreto projetado.

Após tomar conhecimento deste novo desenvolvimento da Herrenknecht, apresentada em Seminário realizado pela Herrenknecht em 2019, a empresa decidiu fazer a aquisição dessa máquina para utilização em conjunto com demais equipamentos que compõem um sistema AVN800 normal já possuído pela mesma. A empresa enviou dois engenheiros para verificar a utilização deste equipamento em obra em condições similares em Melbourne, Austrália, antes de se convencer de que esta tecnologia poderia de fato ser aplicado com sucesso em sua obra.

Além de permitir a instalação do tubo final em passagem única, a utilização desta máquina permitiu eliminar o uso de explosivos, que, além dos riscos inerentes ao seu uso, requer licenças e controle especiais para sua utilização. Mesmo considerando o aumento no diâmetro inicial, passando de 600 mm para 800 mm, a vantagem em relação ao método convencional é grande.

4.1 DETALHAMENTO DA OBRA

A obra está localizada no município de Itaquaquecetuba com extensão total de coletores a serem instalados com DN 800 mm de aproximadamente 1.260 m. Serão executados 15 trechos com extensões individuais variando entre 70,00 m e 99,66 m e profundidades variando entre 7,00 m e 16,00 m.

A geologia é de granito quartzítico com dureza de até 62 MPa, intercalado com solo de alteração de rocha, e presença de água com até 12,00 m acima do nível da tubulação.

4.2 SITUAÇÃO DA OBRA

A máquina foi entregue na obra em março de 2020 e após realizadas as adaptações necessárias para operar esta máquina com parte do equipamento já existente, foi iniciado o primeiro trecho em abril de 2020.

Até a presente data foram executados oito trechos com um total de 710,71 m.

Nesses trechos foram obtidos os rendimentos, conforme indicado na Tabela 2.

Tabela 2 - Rendimentos obtidos nos trechos executados

Trecho	Extensão (m)	Geologia	Média (m/dia)
1	86,00	Granito quartzítico / Alteração de rocha	5,0 a 7,5
2	89,00	Granito quartzítico	2,5 a 5,0
3	89,16	Alteração de rocha	10,0 a 15,0
4	86,78	Granito quartzítico / Alteração de rocha	5,0 a 7,5
5	99,66	Granito quartzítico	2,5 a 5,0
6	87,38	Granito quartzítico / Alteração de rocha	7,5 a 12,5
7	82,96	Granito quartzítico	2,5 a 5,0
8	89,77	Granito quartzítico / Alteração de rocha	5,0 a 7,5

Para a execução destes oito trechos, foram utilizados até o momento dois jogos de discos de corte, obtendo uma durabilidade superior a 300 m por jogo. Para tanto, foi realizada a verificação dos discos após cada trecho concluído e manutenção do rolamento quando necessário.



Figura 2 - Máquina AVN800 para rocha após conclusão de um dos trechos

4.3 DIFICULDADES ENCONTRADAS

Foram encontradas algumas dificuldades durante a execução da obra. Em um dos trechos, a geologia se apresentou em face mista solo de alteração na porção superior e rocha sã na inferior, que com o auxílio dos "flow-meter" tornou possível a operação sem ocasionar recalques no terreno, o que sabemos seria bem comum neste tipo de situação.

Outro fator preponderante nesta situação, foi a utilização da “*Tunnel-Pump*”, instalada logo atrás da máquina tuneladora, dentro do túnel, necessária para o transporte da rocha escavada, mas que também auxilia nestas situações de solo misto.



Figura 3 - Amostras da rocha escavada

5 CONCLUSÃO

O uso do método não destrutivo para a instalação de tubulação vem sendo largamente utilizado nas cidades em todo o Brasil para diversas aplicações.

A instalação de tubulação com escavação em rocha tem sido um grande desafio, principalmente em diâmetros inferiores a 1.200 mm, uma vez que as tecnologias existentes não apresentavam um rendimento e custos adequados, bem como a viabilidade técnica devido a impossibilidade da troca das ferramentas de corte.

Este novo desenvolvimento de máquina de *pipe jacking* para instalação de tubos de concreto com diâmetro nominal de 800 mm mostrou ser uma alternativa viável, uma vez que os ganhos de prazo são significativos, não só pelo acabamento final do túnel, com a cravação dos tubos concomitante com as escavações em rocha, mas por todo processo de escavação que os métodos convencionais, NATM neste caso, demandam – perfuração, carregamento e detonação, limpeza, revestimento e posterior aplicação dos tubos para o revestimento final.

Os trechos até o momento executados comprovaram as expectativas, mostrando que esta tecnologia é plenamente competitiva em relação ao método convencional, eliminando a necessidade do uso de explosivos e seu difícil controle.

ESTRATÉGIA DE MONITORAMENTO DOS TÚNEIS DO MINERODUTO MINAS-RIO

Lucas Figueiredo

Anglo American, Belo Horizonte-MG, Brasil

Alexandre Gontijo

MecRoc Engenharia, Belo Horizonte-MG, Brasil

Arthur Matos

MecRoc Engenharia, Belo Horizonte-MG, Brasil

Leandro Fonseca

MecRoc Engenharia, Belo Horizonte-MG, Brasil

Leonardo Gomes

Anglo American, Conceição do Mato Dentro-MG, Brasil

Matheus Matos

MecRoc Engenharia, Belo Horizonte-MG, Brasil

Rodrigo Teodorico

Progen, Ponte Nova-MG, Brasil

Thamara Filsen

Anglo American, Ponte Nova-MG, Brasil

Resumo: O presente estudo apresenta a implementação de um sistema de monitoramento geotécnico nos cinco túneis pelos quais passam o mineroduto do sistema Minas-Rio, propriedade da Anglo American, por meio da utilização de instrumentação discreta e contínua. Com o objetivo principal de ter um controle geomecânico dos túneis e visando garantir seu objetivo de transporte, optou-se em utilizar a convergenciometria e medidores de trincas (*crackmeters*) como ferramentas de monitoramento. Neste contexto, este trabalho irá apresentar as diretrizes e definições necessárias ao monitoramento, a metodologia aplicada e as etapas para realização deste serviço, como a definição dos locais de monitoramento, a instalação do sistema em campo e os procedimentos para coleta de dados. Concluída a etapa de implementação do sistema, foi realizada a etapa em que os instrumentos foram acompanhados por um período (operação assistida), garantindo os padrões de qualidade da instrumentação. Correções de leituras e revisão de dados plotados mostram que a tecnologia de medição proposta é um sistema simples e objetivo para aquisição de dados, se mostrando confiável para medições de convergência de túneis e adequado para o processo de monitoramento de juntas e fissuras nas estruturas estudadas.

1 INTRODUÇÃO

Mesmo que os empreendimentos hoje contem com uma excelente investigação geológica e geotécnica do terreno e já na parte do projeto são apresentados diversos estudos prévios de campo e laboratório, tais como os mapeamentos geológicos, sondagens e ensaios geofísicos e geotécnicos, a engenharia de escavações subterrâneas tem um grande desafio a frente, uma vez que o comportamento do terreno pelo qual avança a escavação contém incertezas. Neste cenário, para reduzir a imprevisibilidade do comportamento do maciço rochoso, procura-se estudar a resposta do terreno frente à escavação e para isso, faz-se uso da instrumentação geomecânica.

Assim, na escavação de túneis convencionais, o monitoramento geotécnico e geomecânico é de fundamental importância como instrumento para verificar se as operações vão de acordo com as especificadas no projeto. Também é importante para registrar o comportamento do túnel quando ele está em serviço, a fim de verificar as condições de segurança do túnel ao longo do tempo, especialmente em relação ao comportamento reológico do maciço rochoso e possíveis mudanças nas condições hidrogeológicas, como zonas de falha ou fluxo de água no maciço.

Em ambientes subterrâneos, como túneis e galerias de minas, técnicas de instrumentação são altamente utilizadas para monitoramento de deslocamentos, sejam internos ou externos. Dessa forma, para o monitoramento de seus túneis, a Mineradora Anglo American decidiu utilizar a convergenciômetria e medidores de trincas como técnicas de instrumentação. Quando executados com critério e qualidade, o risco em questão se torna controlável. A instrumentação geotécnica é uma técnica que ao longo dos anos vem mostrando resultados favoráveis e satisfatórios nesses ambientes.

Neste trabalho está descrito de forma detalhada o planejamento e execução do projeto de instrumentação geotécnica dos túneis do mineroduto sistema Minas-Rio. Será apresentado desde o Plano de Monitoramento Básico, mostrando a escolha dos locais para instalação dos instrumentos, a metodologia de instalação e os procedimentos para coleta de dados, comparando os resultados.

1.1 OBJETIVOS

Apresentar como foi idealizada e executada a instrumentação geotécnica dos cinco túneis por onde passa o mineroduto Minas-Rio de propriedade da Anglo American. Os túneis estão localizados nos municípios de São Domingos do Prata, Sem Peixe, Carangola e Tombos, todos no estado de Minas Gerais.

Divulgar à comunidade geotécnica a metodologia empregada e a forma como os dados foram tratados, abrindo espaço a possíveis críticas e sugestões que possam melhorar tecnicamente os estudos desenvolvidos entre MecRoc Engenharia e Anglo American.

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 e a evolução das trincas presentes no concreto projetado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Segundo Bieniawski (1989), *apud* Oliveira, A.M.S. & Montic (2018), o sistema visa “individualizar o maciço rochoso em regiões com determinadas características mais ou menos uniformes e cujos limites, em muitos casos, coincidem com feições geológicas expressivas como falhas, zonas de cisalhamento dentre outras”.

A classificação RMR foi primeiramente proposta por Bieniawski em 1973 e aprimorada pelo mesmo autor até o ano de 1979. De acordo com Bieniawski (1989), a classificação geomecânica, mesmo após sofrer mudanças no passado, continua com o mesmo fundamento e não deve ser considerado um novo tipo de classificação.

A classificação é formada por parâmetros relativos ao maciço rochoso, sendo que cada um destes parâmetros é atribuído uma nota e o somatório destas notas é o resultado da classificação geomecânica. Os parâmetros de caracterização dos maciços rochosos são: resistência à compressão simples, RQD do maciço rochoso, o espaçamento das descontinuidades, padrão das descontinuidades, as condições da ação da água subterrânea, e a orientação relativa das descontinuidades em relação ao corte ou escavação em questão.

2.2 TESTES EMPÍRICOS DE CAMPO

A determinação do estado de alteração de um maciço rochoso ou do concreto é um item importante a ser considerado. Este aspecto pode ser determinado de uma maneira semiquantitativa, recorrendo à observação *in situ* e à medição de parâmetros como a resistência da rocha. A ISRM (1978) propôs que os graus de alteração a considerar fossem constituídos em função do grau de qualidade da rocha e correlações a resistência à compressão simples com o comportamento do material face àquelas análises expeditas com identificação de campo (Tabela 1). Essa tabela pode ser utilizada também para verificação da resistência do concreto.

Embora as evidências de anomalias relacionadas à deterioração do concreto e da estrutura sejam abordadas nas inspeções geotécnicas, as estruturas de contenção de concreto devem ser inspecionadas por especialistas, de acordo com as diretrizes e normas. A norma interna de integridade estrutural (ANGLO AMERICAN, 2019) que está relacionada às inspeções de especialistas em estruturas e diretrizes de condições (Tabela 2 e Tabela 3), suporta essa análise e é uma importante ferramenta na rotina operacional para inspeções nos túneis.

Tabela 1 - Estimativa da resistência à compressão uniaxial de rochas. Traduzido de ISRM (1978).

Grau de Resistência	Descrição	Identificação de Campo	Resistência à compressão uniaxial aproximada (MPa)
R0	Rocha extremamente branda	Pode ser endentada pela unha	0,25 - 1,0
R1	Rocha muito branda	Esmigalha-se com um golpe firme do martelo geológico, pode ser riscada pelo canivete	1,0 - 5,0
R2	Rocha branda	É riscada por canivete com dificuldade, pode ser endentada superficialmente pela ponta do martelo geológico	5,0 - 25
R3	Rocha medianamente resistente	Não pode ser riscada pelo canivete. Amostras quebram-se sob um único impacto firme do martelo geológico	25 - 50
R4	Rocha resistente	Amostras requerem mais de um golpe do martelo geológico para quebrar	50 - 100
R5	Rocha muito resistente	Amostras requerem muitos golpes firmes com o martelo geológico para quebra	100 - 250
R6	Rocha Extremamente resistente	Amostras são apenas lascadas com o martelo geológico	> 250

Tabela 2 - Inspeções recorrentes para estruturas de contenção em concreto (ANGLO AMERICAN, 2019)

Inspetor	Frequência	Comentário
Inspetor Estrutural	Anualmente	Inspeção deve ser feita por profissional de campo, ou por terceirizada.
Engenheiro Estrutural	Sob demanda, não excedendo o prazo de 5 anos	Profissional com competência específica para avaliar integridade geral da estrutura.

Tabela 3 - Diretrizes de condição estrutural (ANGLO AMERICAN, 2019)

Categoria	Descrição	% Resistência Original	Ação corretiva típica
0	Excelente Condição. Uso seguro das estruturas da planta garantido.	100	Não necessária
1	Sem redução da resistência. Uso seguro das estruturas da planta garantido.	100	Não necessária
2	Pequena redução da resistência. Uso seguro das estruturas da planta garantido.	95 - 100	Obras menores
3	Alguma redução da resistência. Reparo deve receber atenção na programação de manutenção.	75 - 95	Obras menores

4	Considerável redução da resistência. Uso seguro da estrutura está comprometido. Atenção urgente deve ser dada ao reparo.	50 - 75	Reparo requerido
5	Resistência residual pouco útil. Uso seguro da estrutura é impossível. Atenção urgente deve ser dada ao reparo.	< 50	Reparo urgente

2.3 TENSÕES *IN SITU*

Uma das características das escavações subterrâneas é que a fase em que a estrutura está submetida as maiores tensões não é a fase final, quando o túnel já fora executado e está sujeito às cargas externas previstas na etapa de projeto, mas sim durante a fase de execução do túnel, uma vez que durante esta etapa, os efeitos de perturbação causados pela escavação não se encontram completamente confinados. Nesta etapa, as tensões *in situ* pré-existentes no maciço rochoso se desviam devido a escavação e se concentram ao redor do túnel, criando zonas de alta tensão nas paredes da escavação (LUNARDI, 1995). De acordo com Hoek & Brown (1997), uma forma para representar este novo campo de tensões é por meio de linhas imaginárias em torno de um campo elástico solicitado, ao longo do qual agem as tensões principais.

Segundo Bieniawski (1979), as tensões induzidas têm influência direta na geometria e na forma das escavações. Em uma abertura circular e regular, a redistribuição dos esforços possibilita a ocorrência de um deslocamento radial na escavação, que pode assim levá-la ao colapso. Dessa forma, com o objetivo de estabilizar a escavação e evitando ruptura do maciço, aplica-se uma pressão interna na escavação, por meio de estruturas de suporte ou reforço. Estes elementos de reforço agem aplicando uma força no sentido contrário ao dos esforços induzidos pelo maciço rochoso, buscando uma estabilização da escavação.

A Figura 1 (a e b) mostra como as tensões verticais e horizontais, em torno da seção de uma escavação circular subterrânea, se comportam antes e após a realização da abertura, respectivamente. Observa-se que após a realização da escavação, representado pela Figura 1 (b), há o aparecimento de regiões de alívio e de concentração de tensões em torno da escavação.

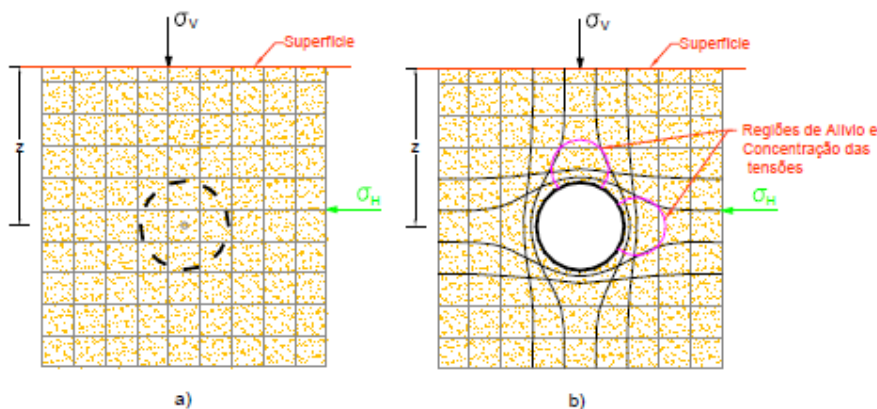


Figura 1 - Comportamento das tensões verticais e horizontais antes e após a abertura de uma escavação circular subterrânea (Silva, 2015)

Apesar de, teoricamente, uma seção da escavação se estabilizar quando se tem uma certa distância da frente de escavação e não existir mais influência desta, há algumas particularidades que são de comum acontecimento em estruturas subterrâneas. Segundo Kontogianni & Stiros (2003), em alguns casos as seções túneis se estabilizam temporariamente, seguindo a curva típica de estabilização, mas algum tempo depois, retomam a deformação e se estabilizam a níveis mais elevados. Esta é uma grande ameaça para a construção e estabilidade de escavações subterrâneas, pois grandes deformações ocorrem em função do tempo, exigindo em alguns casos a reescavação dos túneis, como foi o caso do Kallidromo, túnel ferroviário na Grécia, que teve que ser escavado três vezes (KONTOGIANNI & STIROS, 2003).

2.4 CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK

Para análise do comportamento de um túnel sujeito a deslocamentos, seja de convergência ou divergência, sob uma variedade de condições, alguns meios de estimar as propriedades do maciço rochoso são necessários. Hoek, E. & Brown, E.T. (1988) apresentou um gráfico da deformação do túnel em relação à razão entre a resistência do maciço rochoso e a tensão *in situ*. Por meio deste gráfico, o autor estabeleceu parâmetros que fornecem uma base para estimar o potencial de instabilidade do túnel ou até mesmo orientar um limite aceitável de deformações.

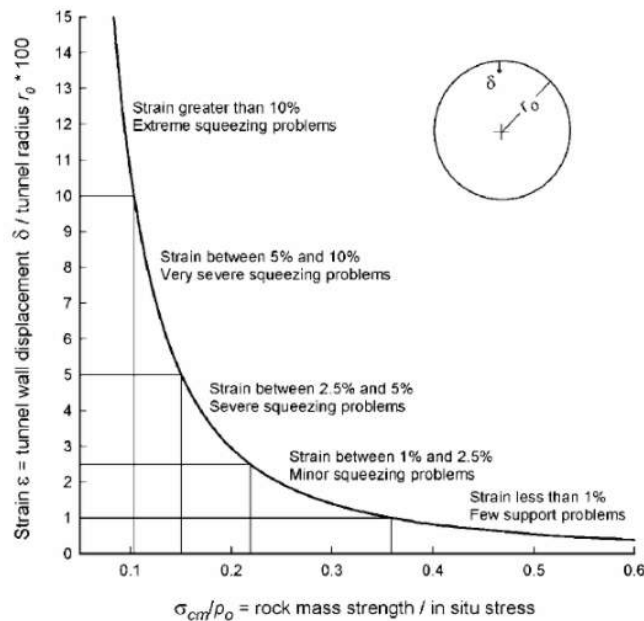


Figura 2 - Gráfico da deformação do túnel em relação à razão entre resistência do maciço e a tensão *in situ*. O gráfico apresenta possíveis problemas nos túneis associados a diferentes níveis de deformação.

Ainda de acordo com o gráfico proposto por Hoek, E. (1988), para níveis de deformação relativa abaixo de 1%, sugere-se que há poucos problemas com a estabilidade do túnel, quando analisado tensão x deformação. Esses níveis de deformação geralmente ocorrem em rochas duras e fortes, em profundidades relativamente rasas e os principais problemas de estabilidade são aqueles devido à queda de blocos ou cunhas estruturalmente definidas.

3 METODOLOGIA

3.1 MECANISMOS DE FALHA

A fim de se detalhar os potenciais mecanismos de falha e controles, ferramentas consagradas foram utilizadas como o FMEA, ETA e FTA, com o intuito de se detalhar a severidade, probabilidade de ocorrência e capacidade de detecção desses mecanismos, assim como os eventos em cadeia que levam às falhas. Dessa forma, controles de risco adequados a cada mecanismo de falha são definidos, por meio de instrumentação e monitoramentos. Em resumo, os principais mecanismos e efeitos de falha para os túneis em estudo são listados abaixo:

- Túneis: colapso em escavações suportadas ou colapso dos suportes por patologia.
- Túneis: colapso em escavações não-suportadas ou queda de blocos e lajes.

Para cada estrutura, mapas de perigo com seus respectivos mecanismos de falha, além da tipologia e arranjo de instrumentos, são a base para a definição da estratégia de monitoramento. A Figura 3 mostra um exemplo de mapa de perigo elaborado para definição da estratégia de monitoramento.

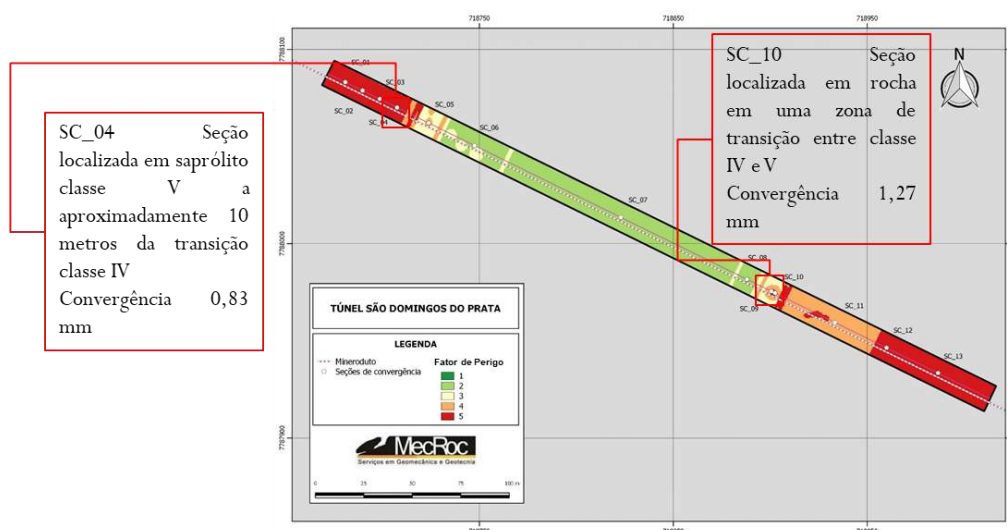


Figura 3 - Exemplo de mapa de perigo elaborado para definição da estratégia de monitoramento

3.2 PLANO DE MONITORAMENTO

Nas regiões geológicas classificadas pelo Sistema RMR de Bieniawski (1989) de Classe IV e V (escavado pelo método NATM), concebeu-se o monitoramento das variações de deslocamentos das escavações com seções de convergências (sobretudo nas transições), e a evolução das trincas existentes no concreto projetado utilizando o equipamento *Crackmeter*. Além disso, foi realizado pela equipe técnica o monitoramento visual, visando identificar alguns parâmetros, como: percolação (funcionamento dos drenos e vazão de água), resistência do concreto (testes *in situ*). Nas regiões geológicas classificadas com Classe I, II, III é realizado também monitoramento por análises *Unwedge* e em todos os contextos são utilizadas TARPs (*Trigger Action Response Plans*) para planos de respostas eficazes.

Podemos listar de forma resumida os principais monitoramentos realizados:

- Para os trechos em NATM (Classe V) e transição em concreto projetado em tela ancorada (Classe IV):
 - *Crackmete*.
 - Convergenciômetros (maior parte das seções - sobretudo transição).
 - Monitoramento visual:
 - Percolação/vazão de água.
 - Teste de campo (perda de resistência do concreto).
 - Ações com base na perda de resistência (Tabela 3).
- Para os trechos em rocha sã – Classe III, II e I:
 - Susceptibilidade queda de blocos/lajes (análises *unwedge*).
 - Convergenciômetros (apenas controle).
 - *Crackmeter* (locais susceptibilidade queda de blocos e lajes).
 - Monitoramento visual:
 - Mecanismos de ruptura gravitacional (Blocos soltos).
 - Percolação de água.
- TARP – utilizada como uma boa prática em termos de resposta, eficaz com base em gatilhos relacionados a leituras de instrumentos e inspeções, ou outro tipo de indicador de risco quantificados ou semi quantificados.

3.3 INSTRUMENTOS

3.3.1 Medidas de Convergência

Segundo Barbosa *et al.* (2009), a convergenciometria é a principal técnica utilizada para medir deslocamentos na superfície de uma escavação. Esta técnica consiste em um sistema de monitoramento

com frequência de aquisição de dados de forma discreta, do qual podemos realizar leituras ao longo de uma seção de um túnel ou galeria para monitorar a deformação em função do tempo, seja no sentido de convergência ou divergência (fechamento ou abertura).

Devido ao baixo custo e alta praticidade, essa instrumentação tem sido o monitoramento geomecânico mais utilizado nas minerações e túneis brasileiros para se controlar variações de deslocamentos entre dois ou mais pontos de referência (GONTIJO, 2017). Os pontos de referência são distribuídos nas seções de interesse no túnel e as medições são feitas entre estes. As seções de instalação podem possuir ou não suportes instalados, como cambotas ou tirantes, verificando tanto a eficácia do suporte quanto a estabilidade do terreno. A Figura 4 ilustra dois tipos de metodologia de um monitoramento de convergência em triangulação de galerias subterrâneas.

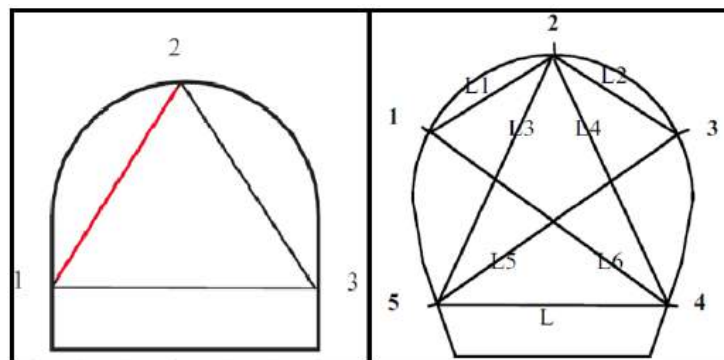


Figura 4 - Exemplos de padrões operacionais de medidas de convergência em escavação subterrânea

Os convergenciômetros são dispositivos portáteis que funcionam como um extensômetro de fita, ou seja, são usados para medir o deslocamento entre dois pontos, neste caso, entre dois pinos de convergência. O equipamento inclui uma fita métrica de aço inoxidável com furos de precisão igualmente espaçados. A fita enrola em um rolo, que incorpora um dispositivo de tensionamento de fita e um visor LCD digital. Para obtenção de uma leitura, conecta-se o gancho giratório (na extremidade fixa do convergenciômetro) a um dos pinos de convergência. O ajuste primário do tensionamento da fita é realizado posicionando o pino do extensômetro em um dos furos de precisão da fita. O ajuste fino da tensão é feito girando uma luva serrilhada até que duas marcas índices se alinhem. A leitura é então realizada com o valor do ajuste primário na fita métrica e o ajuste fino no leitor digital.

A Figura 5 ilustra um convergenciômetro de fita e seus principais componentes e o tripé nivelador com três feixes óticos. Este último funciona ao ser posicionado no centro do túnel, emite três feixes de luz no contorno do túnel, sendo um feixe de luz no teto e 1 feixe de luz em cada parede do túnel. Com o auxílio dos feixes de luz emitidos no contorno do túnel, marcou-se os pontos onde seriam feitas as perfurações.

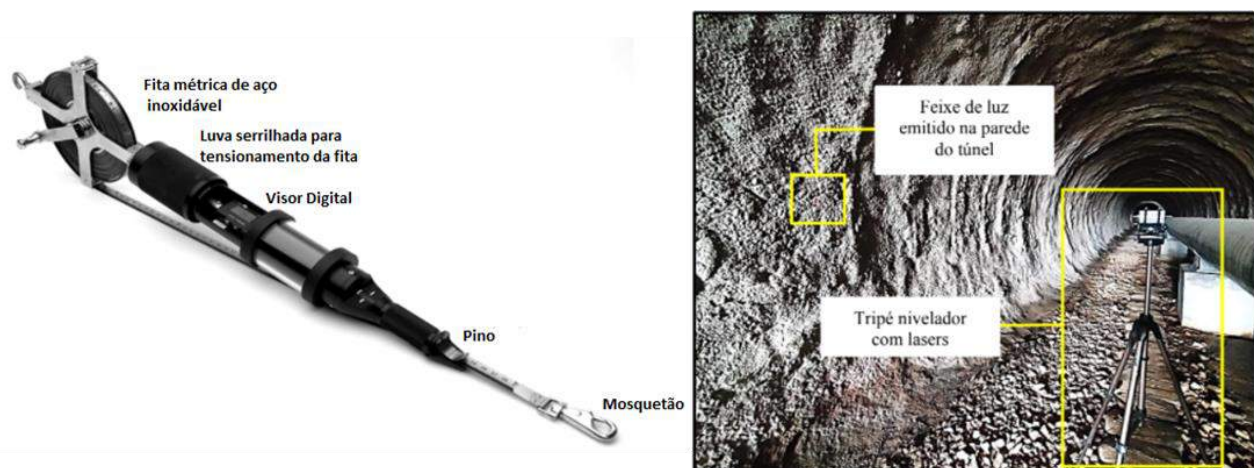


Figura 5 - (a) Convergenciômetro de Fita e seus componentes. (b) Tripé nivelador com feixes óticos

Com as marcações inseridas no contorno do túnel, realizou-se as perfurações utilizando a furadeira com uma broca de 12 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento. Na sequência, foi inserido chumbador químico no interior dos furos com a utilização do aplicador manual, e em seguida, foram introduzidos os pinos de convergência nos furos. A Figura 6 (a) mostra o esquema de um pino de convergência inserido em um furo e a Figura 6 (b) mostra o esquema de uma seção de convergência com pinos instalados.

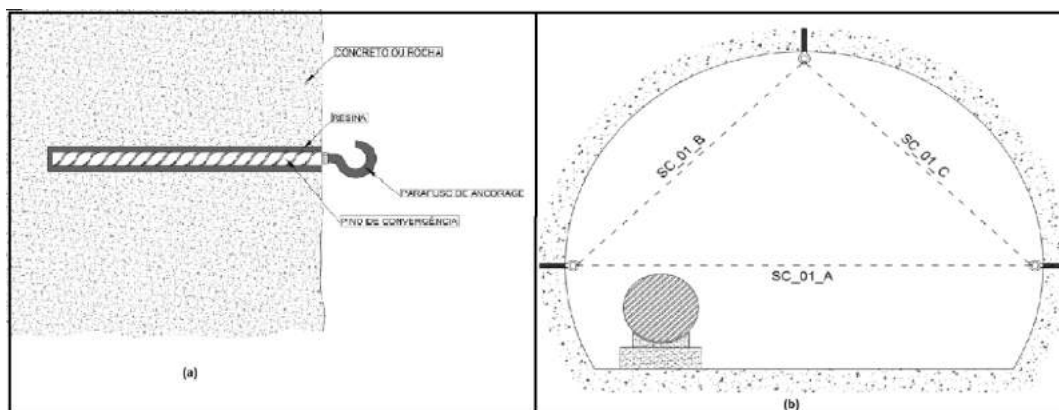


Figura 6 - (a) Pino de convergência instalado no concreto projetado do túnel. (b) Seção de convergência com pinos de convergência instalados.

A coleta de dados do convergenciômetro é feita de forma pontual e discreta, ou seja, são coletados dados de instrumentação em períodos já pré-definidos e de forma manual. A princípio, decidiu-se por fazer a medição a cada quinze dias, durante os seis primeiros meses que o instrumento estivesse instalado. Após este período, a coleta de dados será feita bimensalmente.

É importante ressaltar que esta forma de coleta de dados apresenta algumas desvantagens, pois ocorre exposição de pessoal. Podendo também apresentar menor precisão dos dados, devido a possíveis erros de leitura humana ou do aparelho. Além disso, como as leituras são pontuais, não é possível entender o comportamento do maciço rochoso no período entre as coletas.

Devido variações de temperatura do ambiente, é feito uma correção da dilatação térmica da fita, seguindo orientações do fabricante do instrumento. A correção é feita com a seguinte fórmula matemática:

$$\Delta C = D_i \times K \times \Delta T$$

Onde:

ΔC – variação do comprimento da fita devido a variação da temperatura.

D_i – medida utilizada na fita para leitura na seção.

K – Coeficiente de dilatação térmica da fita: $11,6 \times 10^{-6}$ metros/metro/°C.

ΔT – variação da temperatura.

As leituras de variação de deslocamento são feitas sempre considerando o valor da fita corrigido com a leitura do ajuste fino no visor LCD do convergenciômetro.

3.3.2 Medidores de Trincas - Crackmeters

O medidor de trincas (*Crackmeter*), é um equipamento usado para monitorar a movimentação de trincas e juntas superficiais. Estes são instrumentos concebidos para medir o movimento transversalmente de aberturas e são usados em juntas de construções como prédios, pontes, barragens e outras estruturas, além de serem utilizados em fissuras tensionais de rochas, solos e concreto.

Este equipamento é normalmente instalado fixando suas duas âncoras em furos feitos em cada lado da trinca ou junta. Quando a trinca abre ou fecha, os movimentos são convertidos em sinais elétricos ou de frequência, que podem ser captados ou lidos por uma unidade de leitura ou um *datalogger*.

Nesta pesquisa, o instrumento foi instalado nas fissuras do concreto projetado dos túneis, com a função de medir sua abertura ou fechamento. O instrumento produz leituras diretamente em micrômetros em

um intervalo de 10.000 microns (10 mm), e temperaturas em graus Celsius. Algumas características do medidor de trincas são a alta precisão e continuidade nas medições, versatilidade, baixo custo de operação e desempenho garantido em situações desfavoráveis de campo.

Para a instalação dos *Crackmeters*, demarcou-se o local dos furos de cada lado da trinca, mantendo o espaçamento de 23 cm entre os furos, permitindo assim que faça as medidas de abertura e fechamento da trinca. Em seguida, com uma furadeira, fez-se as perfurações nos locais selecionados com uso de broca 16 mm. Após realizar os furos, foi introduzido as resinas no interior dos furos com a utilização do aplicador manual com chumbador químico. Logo após a cura da resina, foram fixados os parafusos âncoras que servem de base de fixação para o *Crackmeter*.

A Figura 7 mostra o esquema de instalação do *Crackmeter* em uma estrutura, bem como seus componentes e o parafuso âncora fixado em um furo.

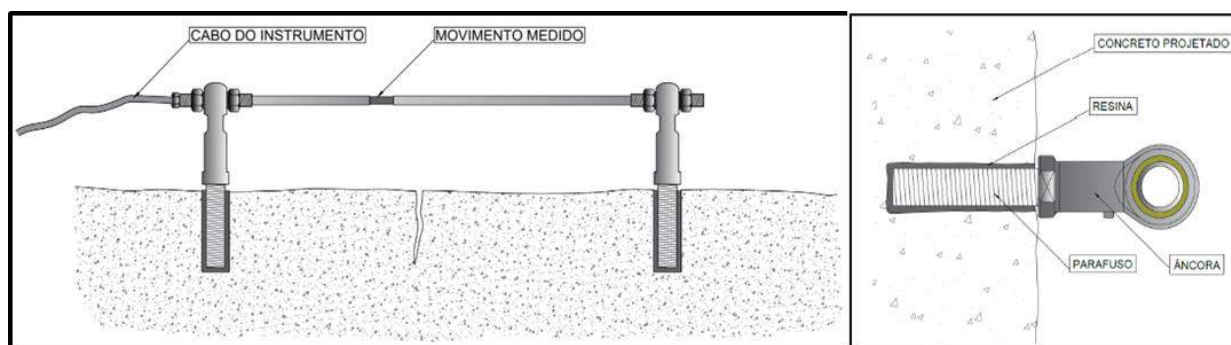


Figura 7 – À esquerda, Esquema de um medidor de trincas - *Crackmeter* instalado para medir o comportamento de uma fissura em concreto projetado. À direita, o parafuso Âncora fixado no concreto projetado, através do uso de resina.

Em seguida, o *Crackmeter* foi preso no parafuso âncora. Com o instrumento fixado na parede do túnel, passou-se o cabo do mesmo por um conduíte para que ficasse protegido. Posteriormente, um *datalogger* foi acoplado ao terminal do cabo do *crackmeter* e então fixado na parede do túnel, conforme Figura 8.



Figura 8 - A primeira imagem mostra o *crackmeter* instalado, a segunda mostra o *datalogger*

Após a instalação completa, realizou-se a configuração do *datalogger*. A configuração foi feita por meio de um aplicativo, que tem seu funcionamento a partir de um *smartphone* ou *tablet* com sistema operacional *Android*. Os parâmetros ajustados foram a data/hora e intervalo de medição, na qual ficou configurado para coletar os dados a cada hora.

Após a instalação completa dos *crackmeters* em conjunto com o *datalogger*, é possível coletar dados de forma contínua e automática, com possibilidade de coleta remota de dados para facilitar e agilizar a operação. O sistema *datalogger* é responsável pelo processamento e armazenamento dos sinais de todos os sensores do *crackmeter*, que incluem sensores de deslocamento e temperatura. Os dados coletados são armazenados em pastas datadas no aplicativo e posteriormente são transferidos para um computador onde são gerados os gráficos de deformação por tempo.

O *datalogger* fornece comunicação sem fio ao sistema e registro de dados de até trinta mil leituras.

4 CONCLUSÃO

Uma estratégia de monitoramento deve ser muito clara e objetiva ao indicador desejado no monitoramento, bem como a área de cobertura, precisão, frequência de leitura, flexibilidade, custo/benefício e capacidade de alarme. A escolha de cada tipo de instrumento foi guiada pelos principais controles relacionados à avaliação de perigo e as leituras críticas deverão ser definidas e relacionadas a uma TARP (*Trigger Action Response*).

A instrumentação geomecânica nos cinco túneis do mineroduto do sistema Minas-Rio tem-se mostrado uma eficiente ferramenta de monitoramento. Através dos dados de deslocamento dos instrumentos é possível gerar gráficos de medidas absolutas e taxas de deslocamento ao longo do tempo. Será definida uma TARP específica de valores de referência com base nas leituras realizadas.

Estes valores de referência obtidos nos resultados do monitoramento por instrumentação geomecânica dependem do tipo de maciço, sendo os mais competentes e rígidos com menos probabilidade para deslocamentos, e os menos competentes, podendo apresentar maior deformação. Isso implica que, certos deslocamentos podem ser aceitáveis para maciços menos competentes e de forma alguma para maciços mais competentes.

Esse trabalho permitirá a aquisição de dados ao longo do tempo, permitindo avançar uma nova fase nos estudos que é a simulação numérica do comportamento do túnel, considerando suas propriedades geomecânicas de resistência e deformabilidade, bem como as tensões *in situ* nos túneis, e estimar o nível de deslocamentos que levariam estes túneis a um colapso, em função de cada classe geomecânica.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Anglo American Minério de Ferro Brasil e à MecRoc Engenharia pela autorização na divulgação do material.

REFERÊNCIAS

- [1] ANGLO AMERICAN, **Padrão de integridade estrutural**, AA TS 108 001. 2019.
- [2] BARBOSA, C. B., **Fiber Bragg grating system for continuous large-scale monitoring of convergence in Rossio Tunnel**, 20th International Conference on Optical Fibre Sensor, Edinburgh, UK. 2009.
- [3] BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering Rock Mass Classification**. Jhon Wiley & Sons. 1989. 251pp.
- [4] DEERS, D.U. & Deere, D.W. **The Rock Quality Designation (RQD) index in Practice**. In **Rock Classification Systems for Engineering Purpose**. American Society for Testing and Materials. Philadelphia. 1988.
- [5] GONTIJO, A.A. **Proposta e Desenvolvimento de um Sistema de Monitoramento Contínuo de Convergência em Ambientes Subterrâneos**, Ouro Preto, Brasil, 2017.
- [6] HOEK, E & BROWN, E.T. **The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update**. In: *Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*. 1988.
- [7] HOEK, E & BROWN, E.T. **Practical Estimates of Rock Mass Strength**. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. pp.1165-1186, 1997.
- [8] ISRM - *International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*. **Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses**. Int. 1978.
- [9] KONTOGIANNI, V.; STIROS, S. **Tunnel Monitoring during the excavation phase**. *11th FIG Symposium on Deformation Measurements*, Santorini, Greece, 2003. pp.397-402
- [10] LUNARDI, P. **Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos**. Milano, Italia, 1995.
- [11] OLIVEIRA, A.M.S. & MONTICELI, J.F. (Eds.). **Geologia de Engenharia e Ambiental**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 2018. 479p.
- [12] SILVA, B. C. **Aplicabilidade e Limitações do Método de Convergência-Confinamento em Projetos de escavações Subterrâneas**. Mestrado Profissional. NUGEO. Ouro Preto, Brasil, 2015.

ESTUDO ANALÍTICO-COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO EM SEGMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

G. G. de Andrade, L. A. G. Bitencourt Jr. & A. D. Figueiredo

Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

M. A. A. P. Silva

Andrade Gutierrez S. A., São Paulo, Brasil

Resumo: As tuneladoras se apresentam como uma alternativa muito competitiva para a construção de túneis em grandes centros urbanos para diversas finalidades, superando os obstáculos decorrentes no entorno, os gargalos logísticos existentes e garantindo produtividade. Os segmentos pré-moldados constituem o revestimento e suporte das escavações mecanizadas, garantindo a segurança e viabilidade de execução do sistema. Uma alternativa é a utilização de segmentos pré-moldados de concreto armado reforçado com fibras de aço (CA-RFA) que tem apresentado grande potencial. Na falta de prescrições normativas, geralmente são utilizados modelos particulares de dimensionamento destes elementos estruturais. Neste sentido, este trabalho visa colaborar no entendimento do comportamento à flexão de segmentos pré-moldados de CA-RFA através de um estudo analítico-computacional. O estudo compreende duas etapas de simulação computacional, sendo a primeira para obtenção de parâmetros de desempenho pós-fissuração (ABNT NBR 16940) e, na sequência, a simulação do ensaio à flexão de três pontos do segmento completo. Após calibração do modelo numérico para um determinado teor de fibras de aço, são estudados casos com extrapolações dos teores de fibras, visando avaliar a influência do comportamento dos segmentos à flexão no estado limite último (ELU). Os resultados obtidos demonstram que a aplicação da estratégia numérica adotada é promissora, podendo se consolidar como uma ferramenta para tomada de decisão e otimização do processo de dimensionamento, conduzindo também a uma expressiva redução de custos relacionados a testes laboratoriais de grande escala.

1 INTRODUÇÃO

Túneis têm um papel importante no desenvolvimento de um país, dentre diversos aspectos, o uso do espaço subterrâneo é uma tentativa mais sustentável (PENG *et al.*, 2021) de solucionar problemas em grandes cidades como mobilidade urbana e abastecimento de água. A construção de túneis tem aumentado nos últimos anos, principalmente nas grandes metrópoles para suprir a crescente demanda de qualidade de vida nestas áreas (TENDER *et al.*, 2017).

O método de escavação TBM (*Tunnel Boring Machine*) vem se consolidando lentamente nos últimos anos no Brasil, o que pode ser comprovado pelas obras entregues recentemente como as linhas 4 (Amarela), 5 (Lilás) em São Paulo e Linha 4 no Rio de Janeiro. No entanto, ainda haverá oportunidades de aplicação no país, segundo o plano de expansão da Companhia do Metropolitano de São Paulo (2020) nos próximos anos, por exemplo. Destaca-se também a execução atual da Linha Leste do Metrô de Fortaleza, primeira vez fora do eixo Rio-São Paulo. Nota-se que este método se sobressai nas capitais pela facilidade logística e na superação de obstáculos existentes em regiões altamente adensadas.

Tradicionalmente, as aduelas utilizadas nestes métodos possuem reforços convencionais, ou seja, com o uso de barras de aço. Entretanto, a utilização de fibras metálicas vem crescendo, principalmente, para mitigar as patologias associadas apenas ao uso de armaduras passivas. As vantagens da aplicação dessas fibras para substituição do reforço convencional encontram-se no aumento de sua resistência aos

esforços difusos e localizados (CARATELLI *et al.*, 2012). Conseqüentemente, a substituição contribui para economia de investimentos em materiais e com produção mais eficiente (DI CARLO *et al.*, 2016).

Dentre todo o processo, os segmentos pré-moldados estão sujeitos a solicitações diferentes desde o processo de produção até a condição de uso. Isso ocorre pelas distintas etapas e, conseqüentemente, os carregamentos provenientes delas. Portanto, as aduelas são dimensionadas para resistirem aos esforços transitórios, empuxo dos macacos hidráulicos durante aplicação (carregamento localizado) e de serviço (flexo-compressão). As condições transientes provocam majoritariamente a flexão simples dos elementos e, desta forma, a avaliação do dimensionamento dos reforços para suportar os momentos fletores no primeiro estágio (desmolde, transporte, manipulação e estocagem) é fundamental para impedir a fissuração prévia dos segmentos antes de sua instalação (LIAO *et al.*, 2015; GORINO *et al.*, 2017).

No entanto, na falta de prescrições normativas, geralmente são utilizados modelos particulares de dimensionamento destes elementos estruturais, ou recomendações e diretrizes oriundos de códigos e normas, como por exemplo, o *fib Model Code 2010* (MC2010) ou da própria normalização brasileira recentemente publicada (ABNT NBR 16935:2021). De forma complementar, para se obter um melhor entendimento sobre o comportamento mecânico desses elementos estruturais, modelos computacionais baseados no método dos elementos finitos (MEF) são geralmente empregados. Com as devidas validações, esta ferramenta se torna fundamental na resolução de problemas não lineares e complexos, sobressaindo-se na tomada de decisão.

O presente estudo visa contribuir para um melhor entendimento do comportamento de segmentos híbridos (CA-RFA) submetidos à flexão simples, principal solicitação nas etapas transitórias, por meio de um estudo analítico-computacional com a utilização de modelos auxiliares para a previsão do comportamento de aduelas e principais verificações.

2 DIMENSIONAMENTO DE SEGMENTOS CA-RFA

2.1 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

Segundo Trindade *et al.*, (2020a) e de la Fuente *et al.*, (2017), caracterizar corretamente o comportamento do material à tração é o ponto de partida para o dimensionamento de elementos estruturais de CRFA. O ensaio padrão de caracterização tem sido o ensaio de três pontos à flexão, conforme recomenda a norma ABNT NBR 16940:2021.

Por meio da flexão de três pontos em vigas com entalhe no centro (Figura 1.a) são obtidos os parâmetros de desempenho necessários para o processo de dimensionamento das aduelas de CA-RFA e definição das relações constitutivas que descrevem o comportamento pós-fissuração do material.

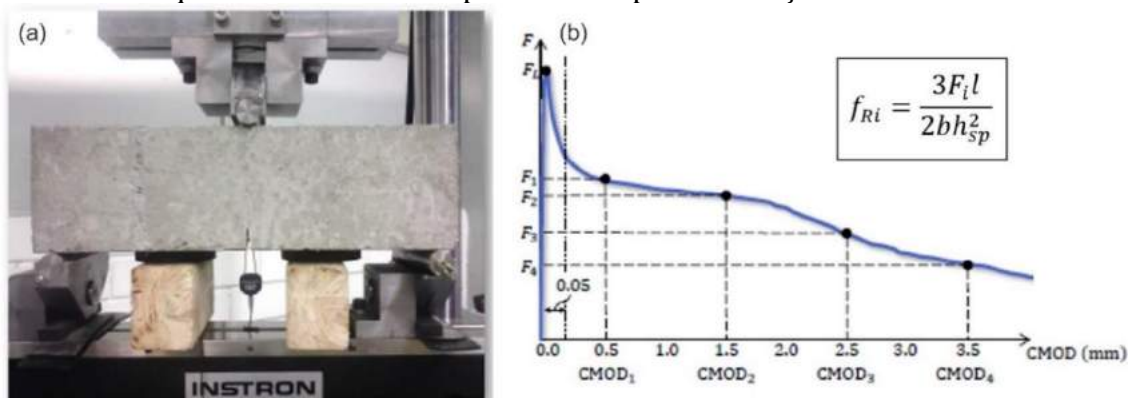


Figura 1 – Ensaio de flexão de três pontos de acordo com a norma ABNT NBR 16940: a) configuração do ensaio; b) exemplo da resposta após execução do ensaio (adaptado de Trindade *et al.*, 2020).

Por meio da curva Força [F] vs. *Crack Mouth Opening Displacement* [CMOD] (Figura 1.b) obtida no ensaio de caracterização, são calculados os parâmetros de desempenho que expressam o comportamento do CRFA em termos das resistências residuais de tração (f_{Ri}), relativas às respectivas aberturas de fissuras ($CMOD_i$), e a resistência residual no limite de proporcionalidade (f_{Lk}). Segundo o MC2010, são necessários apenas os valores característicos de f_{R1k} e f_{R3k} , $CMOD_1$ ($w = 0.5 \text{ mm}$) e $CMOD_3$ ($w = 2.5 \text{ mm}$) respectivamente, para classificação. Desta forma, por meio das equações 1a e 1b, avalia-se a possibilidade de substituir o reforço convencional por fibras de aço estruturais no ELU, caso ambas sejam satisfeitas (fib B83 2017).

$$f_{R1k}/f_{Lk} > 0.4 \quad e \quad f_{R3k}/f_{R1k} > 0.5 \quad (1a) \text{ e } (1b)$$

2.2 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO – CRITÉRIO DA DUCTILIDADE

O MC 2010 fornece diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) nos ELU e ELS. No caso do dimensionamento de estruturas para aplicações em túneis, o *fib Bulletin 83* (2017) destaca-se como base para o estudo, controle e verificação de segmentos pré-moldados de concreto reforçado com fibras de aço.

O dimensionamento dos segmentos de concreto armado reforçado com fibras de aço (CA-RFA) baseia-se na avaliação do critério fundamental para o projeto de elementos estruturais, onde a seguinte condição básica deve ser atendida: $S_d < R_d$ (fib B83 2017), com S_d sendo as solicitações de projeto, as quais os segmentos estão submetidos, e R_d correspondendo a resistência de projeto. Os valores de S_d para cada situação de carregamento transiente pode ser obtido através de uma análise considerando as condições de contorno apropriadas. Por outro lado, os valores de R_d devem ser obtidos através de uma análise não linear da seção para que seja considerada adequadamente a contribuição mecânica da fibra.

Considerando uma alternativa híbrida, a substituição do reforço convencional por fibras de aço deve seguir os seguintes critérios (DE LA FUENTE *et al.*, 2017): realização de análise da seção transversal com base em modelo constitutivo definido pelo MC2010, ou ensaios à flexão em escala real. Na análise da seção, é possível utilizar uma abordagem analítica com base em uma lei constitutiva rígida-plástica, por exemplo, para descrever o comportamento à tração do CRFA (Figura 2). Assim, seguindo a mesma metodologia do dimensionamento de estruturas de concreto convencional (CA), são obtidas as Equações 2 e 3 para obtenção da linha neutra e o dimensionamento da área de aço necessária para reforço passivo (TRINDADE *et al.*, 2020b):

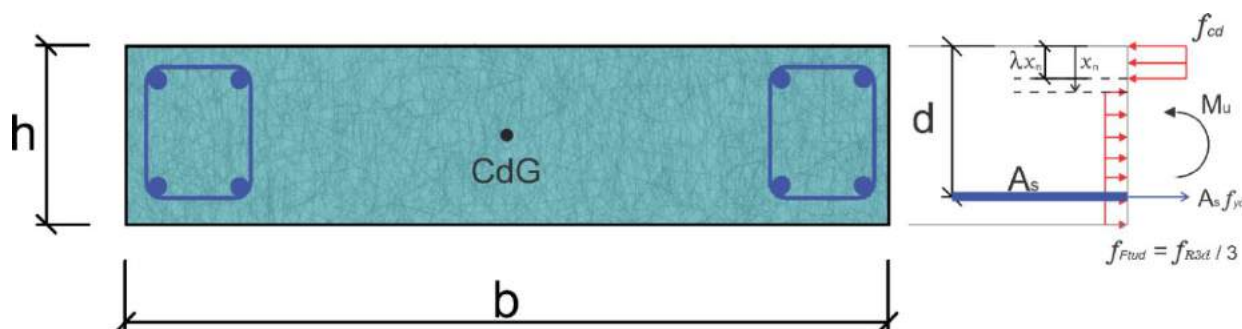


Figura 2 - Equilíbrio de tensões na seção transversal do segmento no ELU

$$M_{Ed} = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b \cdot (d - 0.45x) - f_{ftud} \cdot (h - x) \cdot b \cdot \left[\frac{(h - x)}{2} - d' \right] \quad (2)$$

$$A_s = \frac{M_{Ed} - f_{ftud} \cdot (h - x) \cdot b \cdot \left[\frac{(h - x)}{2} + (x - 0.45x) \right]}{f_{yd} \cdot (d - 0.45x)} \quad (3)$$

onde, M_{Ed} é o momento de projeto; b é a largura do segmento; h é a altura da seção transversal; x é a profundidade da linha neutra; f_{Ftud} é a resistência à tração residual última de projeto; A_s é a área de aço; f_{cd} é a resistência à compressão do concreto; f_{yd} é a resistência ao escoamento da armadura; d é a altura útil da seção; d' é a altura efetiva do reforço de compressão ($h - d$); e η e λ são coeficientes iguais a 1 e 0.8, respectivamente.

Neste caso, não são considerados os esforços axiais da seção, pois nas etapas transitórias, considera-se que os esforços axiais possuem pequena magnitude já que a condição crítica à flexão ocorre com $N_d = 0$ (LIAO *et al.*, 2015), diferentemente das solicitações do maciço com o túnel em serviço, apresentando esforços normais (N_d) expressivos.

Pelo critério de ductilidade estabelecido no MC2010 e *fib* B83, a estratégia consiste em avaliar os segmentos CA-RFA de forma que seja possível estabelecer uma quantidade de aço mínima na seção transversal ($A_{s,min}$) por meio da equação 4 que atenda a seguinte condição: $M_u \geq M_{fis}$. Desta forma, é possível garantir o comportamento dúctil da seção pela imposição de que o momento fletor último M_u é superior ou igual ao momento fletor de fissuração M_{fis} (Eq. 5), ou seja, corresponde a manutenção da resistência da matriz de concreto no estágio pós-fissuração (DE LA FUENTE *et al.*, 2015).

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yk}} bd \quad (4)$$

$$M_{fis} = \frac{bh^2}{6} f_{ctd,fl} \quad (5)$$

Nas equações acima, b é a largura do segmento; h é a altura da seção transversal; $f_{ctd,fl}$ é a resistência de projeto do concreto à tração na flexão; $f_{ctm,fl}$ é a resistência média de tração do concreto na flexão; e f_{yk} é a resistência característica do aço ao escoamento.

Ao considerar a situação de esforços reduzidos, ou seja, momentos fletores de projeto (M_d) menores que o momento fletor que promove a fissuração do elemento estrutural (M_{fis}). Assim, é possível adotar para os segmentos pré-moldados de CA-RFA uma quantidade de reforço convencional menor que a mínima necessária ($A_s < A_{s,min}$) ainda com capacidade de resistir satisfatoriamente às solicitações transientes, respeitando a condição de $M_u \geq M_d$ e $M_d < 0.8M_{fis}$. Neste caso, recomenda-se a execução de ensaios em escala real, ou simulações computacionais adequadas para verificar o comportamento dúctil do segmento, aplicando carregamento que produza a fissuração do elemento (de la Fuente *et al.*, 2017). O dimensionamento de segmentos com reforço convencional segue essa mesma metodologia, entretanto, as equações 2 e 3 são utilizadas com $f_{Ftud} = 0$ e deve-se satisfazer apenas o critério $A_s > A_{s,min}$ para garantia da ductilidade da aduela com armadura passiva no caso da flexão simples.

3 MODELAGEM COMPUTACIONAL DOS SEGMENTOS CA-RFA

O modelo numérico empregado neste trabalho é baseado no método dos elementos finitos (MEF) e possui como principais características, uma representação discreta e explícita dos reforços (armadura convencional e fibras de aço, Bitencourt Jr. *et al.*, 2018 e 2019) e um modelo constitutivo baseado na mecânica do dano contínuo para representação do comportamento não linear do concreto (CERVERA *et al.*, 1996). A plataforma computacional utiliza como pré e pós-processador o programa GiD®, para criar a geometria do problema, malha de elementos finitos e, posteriormente, visualizar os resultados obtidos da análise. Na etapa de pré-processamento, são também utilizados dois programas computacionais desenvolvidos em MATLAB®, para gerar uma nuvem de fibras e para realizar o acoplamento entre concreto e reforço (BITENCOURT JR. *et al.*, 2015). O *solver* empregado nas análises vem sendo desenvolvido continuamente pelo grupo de pesquisa em linguagem MATLAB®.

A nuvem de fibras (Figura 3.a) é gerada utilizando um modelo uniforme isotrópico randômico, conforme descrito por Bitencourt Jr. *et al.*, (2019). Elementos finitos de acoplamento (EFAs) são empregados para descrever a interação entre concreto-fibra e concreto-armadura. Os EFAs são criados a partir das malhas

não conformes sobrepostas entre os elementos do concreto (elementos triangulares) e os reforços (elementos lineares), conforme proposto por Bitencourt Jr. *et al.* (2015). Assim, são empregados elementos triangulares de quatro nós para representar a interação reforço-matriz, sem introduzir graus de liberdade adicionais ao problema (Figura 3.c).

Para descrever o comportamento não linear do concreto, empregou-se um modelo constitutivo baseado na mecânica do dano contínuo proposto por Cervera *et al.* (1996) (Figura 4.a). Esse modelo possui duas variáveis de dano escalares para descrever as distintas respostas à tração e compressão do concreto. É empregado um esquema de integração implícito-explícito para aumentar a robustez e acelerar a convergência do problema durante a análise não linear. As principais características, propriedades e detalhes deste modelo são descritas nos trabalhos de Trindade *et al.*, (2020) e Bitencourt Jr. *et al.*, (2018). As armaduras passivas e fibras foram simuladas utilizando um modelo constitutivo elastoplástico perfeito (Figura 4.b). A interação entre eles é feita por meio de um modelo de dano associado aos EFAs (Figura 4.c).

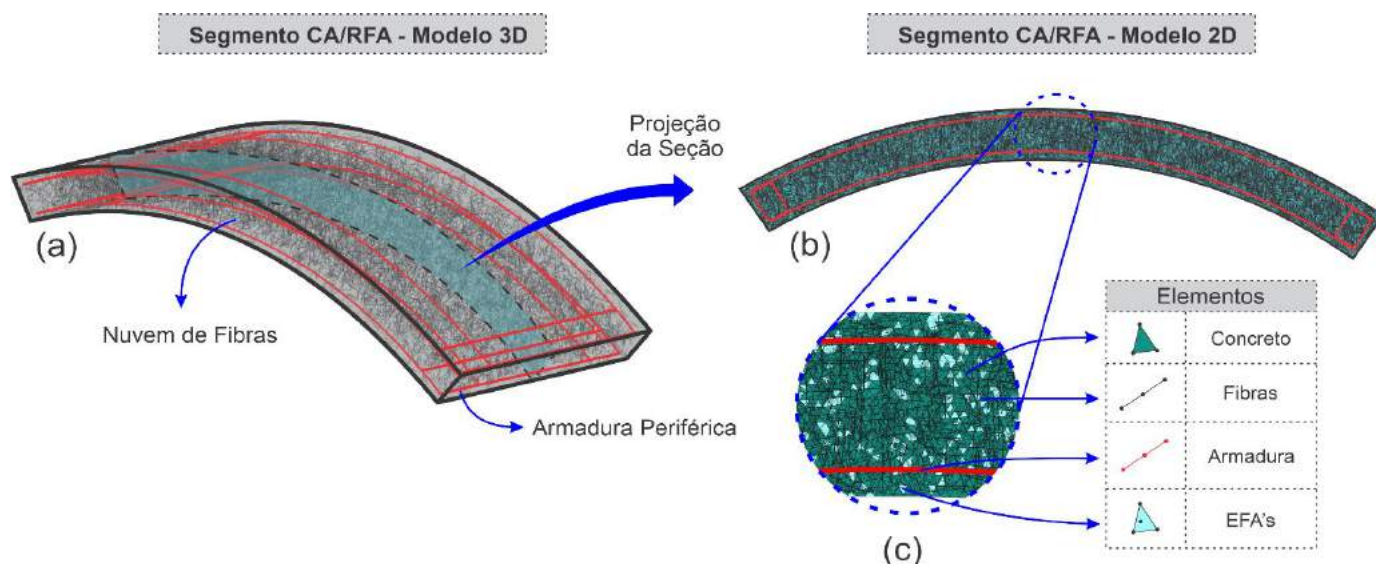


Figura 3 – Modelo numérico para simulação do segmento CA-RFA no ensaio de três pontos: (a) modelo 3D do segmento completo; (b) modelo 2D simplificado da seção representativa e (c) detalhe da malha de elementos finitos.

A metodologia proposta pode ser aplicada tanto em simulações 2D quanto 3D (BITENCOURT JR. *et al.*, 2015). No entanto, aplicações em elementos robustos como segmentos pré-moldados reforçados com fibras de aço, com representação explícita dos reforços, demandam um alto custo computacional. Desta forma, neste trabalho as fibras são geradas em um modelo 3D (Figura 3.a) e posteriormente projetadas no plano de análise 2D (Figura 3.b) por meio de uma seção representativa que foi considerada sendo de 1/10 da largura da aduela, reduzindo o tamanho do problema sem deixar de considerar as regiões representativas dos reforços. Consequentemente, buscando otimizar o processo para que fosse possível utilizar computador pessoal para análise, garantiu-se eficiência computacional com a simplificação do modelo ao evitar a utilização de uma quantidade elevada de elementos representando as fibras a partir do modelo 3D.

Os parâmetros utilizados para o concreto possuem as seguintes propriedades: módulo de elasticidade $E_c = 37$ GPa; coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$; resistência à compressão $f_{ck} = 45$ MPa; resistência à tração $f_{ct} = 2.66$ MPa (ensaio NBR 16940:2021) e $f_{ct} = 3.5$ MPa (segmentos CA-RFA); energia de fratura $G_f = 0.09$ N/mm (ensaio NBR 16940:2021) e $G_f = 0.15$ N/mm (segmentos CA-RFA); e parâmetros de calibração da curva à compressão $A = 1.0$; $B = 0.89$; e $\beta = 1.16$. As armaduras passivas possuem módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa e tensão de escoamento $f_y = 500$ MPa, as fibras de aço possuem $E_f = 210$ GPa e $f_{fy} = 1100$ MPa.

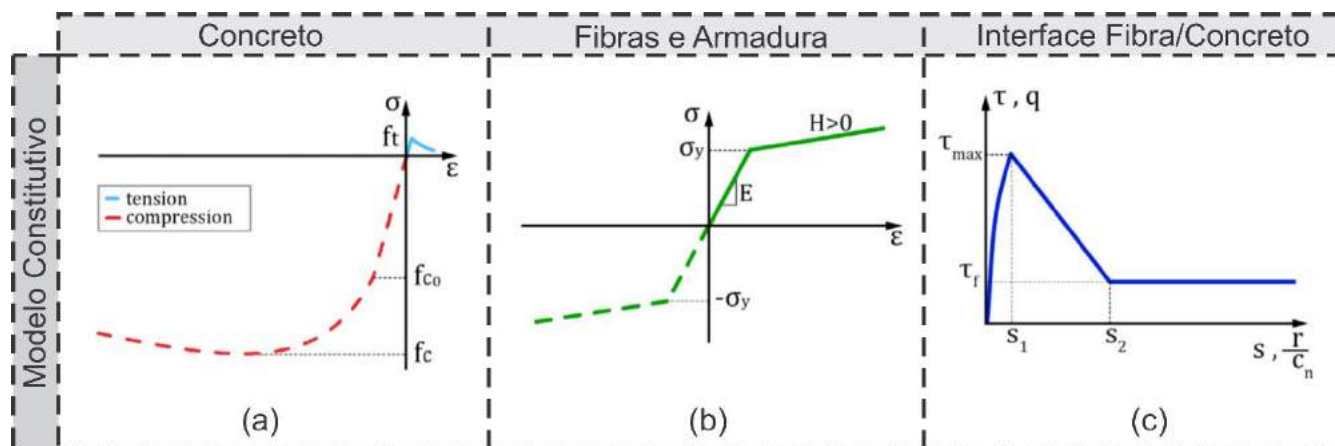


Figura 4 - Modelos constitutivos: (a) concreto; (b) reforço: fibras e armadura e (c) interação na interface concreto/fibra (adaptado de Trindade *et al.*, 2020).

Na simulação do ensaio à flexão de três pontos de acordo com as recomendações da norma ABNT NBR 16940:2021, foi considerado acoplamento semirrígido na interface concreto-fibras para reproduzir a perda de aderência com os seguintes parâmetros: $\tau_{m\acute{a}x} = 20 \text{ MPa}$; $\tau_f = 2.0 \text{ MPa}$; $s_1 = 0.01 \text{ mm}$; $s_2 = 8.0 \text{ mm}$ e $\alpha = 0.4$. Estes valores também foram utilizados para simular os segmentos com adição de fibras de aço. No entanto, foi considerado em conjunto para este caso um acoplamento semirrígido para representar a perda de aderência na interface concreto-armadura com os seguintes parâmetros: $\tau_{m\acute{a}x} = 18.2 \text{ MPa}$; $\tau_f = 7.2 \text{ MPa}$; $s_1 = 1.0 \text{ mm}$; $s_2 = 4.0 \text{ mm}$; e $\alpha = 0.4$ (condição de boa aderência obtidos pelo MC2010). Maiores detalhes sobre as formulações podem ser consultados nos trabalhos de Trindade *et al.*, (2020a) e Bitencourt Jr. *et al.*, (2015; 2018; 2019).

4 APLICAÇÃO - ESTRATÉGIA DE DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

4.1 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Neste trabalho, são propostas duas aplicações distintas do modelo computacional que são complementares no dimensionamento de estruturas de concreto com reforço de fibras, segundo as diretrizes do MC2010 e *fib* B83 (2017). Primeiramente, foi realizada a simulação do ensaio ABNT NBR 16940:2021 para obtenção de parâmetros do CRFA e a validação dos resultados. Na sequência, conduziu-se a simulação de segmentos de referência em escala real com dimensões típicas, normalmente empregados nos anéis de revestimento das principais obras brasileiras. A geometria considerada neste exemplo possui a seguinte configuração: $b_w = 1500 \text{ mm}$ e $h = 300 \text{ mm}$. Os segmentos CA-RFA foram adotados com uma configuração de armadura passiva igual representada na Fig. 2, assim, utiliza-se este reforço convencional localizado apenas para confinamento do concreto. Esta proposta aumenta a resistência aos esforços de empuxo dos macacos hidráulicos, controlando o aparecimento de fissuras nesta etapa (DE LA FUENTE *et al.*, 2012; PLIZZARI & TIBERTI, 2006).

Simulações foram conduzidas para representar o ensaio do segmento completo (ensaio em escala real), considerando um estado plano com de 150 mm que corresponde a 1/10 da largura do segmento de referência submetido à flexão, conforme explicado anteriormente. Este trabalho visa consolidar o entendimento do efeito da flexão simples para o dimensionamento durante o estágio transitório, sendo necessárias verificações e simulações adicionais para atender os requisitos dos ELU e ELS nas demais etapas construtivas. Com isso, os esforços cortantes também foram desprezados nesta análise. Em seguida, é conduzido um estudo da abertura de fissuras com intuito de ressaltar a capacidade do modelo computacional em obter o quadro de fissurações para tomada de decisão.

Foram considerados três teores de fibras para avaliação do modelo mais as armaduras passivas obtidas pelo dimensionamento. A partir da validação experimental do teor médio, de 40 kg/m^3 , as extrapolações

de 20 e 60 kg/m³ trazem um maior entendimento da influência na variação do volume de fibras no comportamento à flexão. Por fim, considerou-se também a idade do concreto superior a 28 dias.

4.2 ENSAIO DE FLEXÃO EM TRÊS PONTOS - ABNT NBR 16940:2021

Neste tópico, são apresentados os resultados obtidos para o ensaio de flexão em três pontos (Tabela 4). A partir das curvas obtidas, foram levantados os valores das resistências residuais que serão utilizados para efetuar o dimensionamento e verificações pertinentes. Além disso, observa-se na Tabela 4 que os resultados do modelo computacional atendem os limites recomendados para substituição total, ou parcial do reforço convencional por fibras metálicas.

Tabela 4 - Resultados do modelo numérico (MEF) para o ensaio de caracterização

Resultados – Modelo Numérico (MEF)						Verificação - <i>fib</i> Bulletin 83	
Volume de Fibras (V_f)	f_L [MPa]	f_{R1} [MPa]	f_{R3} [MPa]	f_{R4} [MPa]	Classificação	$f_{R1k}/f_{Lk} > 0.4$	$f_{R3k}/f_{R1k} > 0.5$
20 kg/m ³	4.86	2.42	2.06	1.97	2b	0.50	0.85
40 kg/m ³	5.04	4.74	4.64	4.45	4c	0.94	0.98
60 kg/m ³	5.08	6.30	6.14	5.89	6c	1.24	0.97

Na Figura 5, são apresentadas as curvas obtidas para o concreto simples e os três teores de fibras selecionados. É possível observar que a curva de 40kg/m³ foi calibrada com base na campanha experimental realizada no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) na Universidade de São Paulo (USP) e destacada pelo envelope experimental. Portanto, o modelo mostrou uma resposta satisfatória, servindo de base para obtenção das curvas para as extrapolações no volume de fibras sem curvas experimentais para validação (teores de 20 kg/m³ e 60 kg/m³).

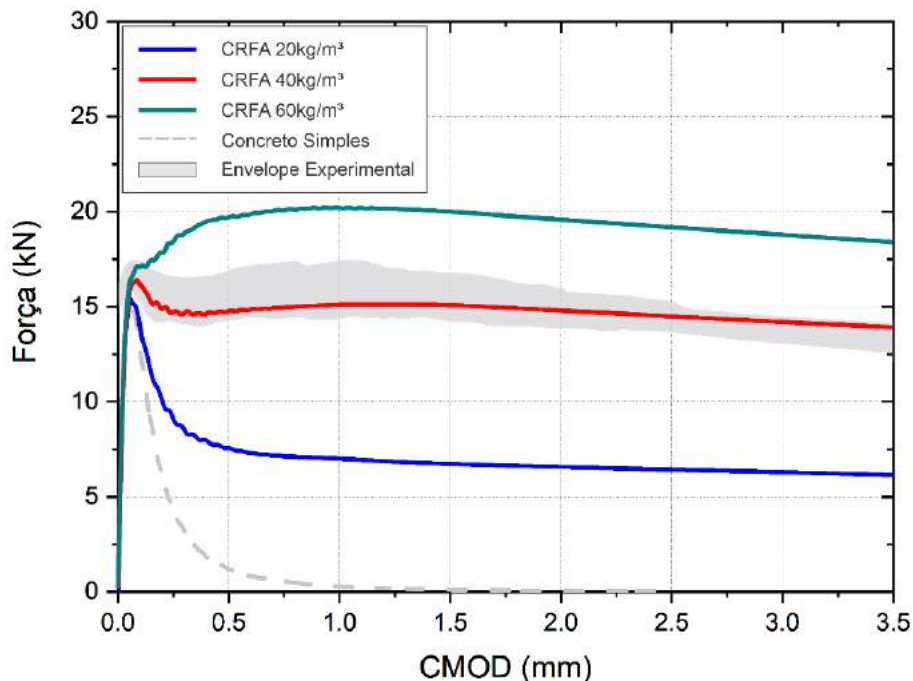


Figura 5 - Curvas Força vs. *Crack Mouth Opening Displacement* (CMOD). Respostas numéricas CRFA e concreto simples.

Na Tabela 5, apresenta-se a validação dos dados obtidos com correlações empíricas disponíveis na literatura para ensaios com fibras DRAMIX 80/60.

Tabela 5 - Validação dos resultados obtidos pelo modelo numérico (MEF) com correlações empíricas

Resultados	Volume de fibras [V_f]	f_{R1m} [MPa]	f_{R3m} [MPa]	f_{R4m} [MPa]
Relação Empírica de la Fuente <i>et al.</i> , (2015)	20 kg/m ³	2.28	2.59	-
	60 kg/m ³	5.64	6.40	-
Relação Empírica Barros <i>et al.</i> , (2005)	20 kg/m ³	2.59	-	2.40
	60 kg/m ³	6.37	-	5.90
Modelo Numérico MEF	20 kg/m ³	2.42	2.06	1.97
	60 kg/m ³	6.30	6.14	5.89

Nota-se que os resultados do modelo computacional se aproximam das correlações baseadas em campanhas experimentais para a mesma configuração de ensaio. Portanto, para as extrapolações de 20kg/m³ e 60 kg/m³, desprovidas de resultados experimentais para validação direta, é possível confirmar a capacidade do modelo em reproduzir o comportamento esperado e, assim, fornecer parâmetros adequados para a metodologia de dimensionamento à flexão proposta. É necessário esclarecer que mesmo atendendo as verificações da Tabela 4, torna-se indispensável avaliar o comportamento à flexão dos segmentos completos para que sejam atendidas as condições básicas de dimensionamento, como será apresentado a seguir.

4.3 SEGMENTOS DE REFERÊNCIA SOB FLEXÃO EM TRÊS PONTOS (ELU)

Trata-se neste tópico a verificação de segmentos híbridos no ELU através de uma metodologia analítica adaptada (análise de equilíbrio da seção transversal) com base no MC2010 e aplicada recentemente por Trindade *et al.*, (2020b) para avaliar diferentes configurações de reforços em vigas.

Na Tabela 6, encontram-se os valores obtidos para a área de aço necessária para resistir ao momento fletor de projeto (neste caso, $M_{fis} = 80.5$ kN.m), a área mínima ($A_{s,min}$) necessária pela seção e a área de aço adotada ($A_{s,adotado}$).

Tabela 6 - Área de aço necessária, mínima e adotada para o carregamento de M_{fis}

	V_f [kg/m ³]	A_s [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,adotado}$ [cm ²]	Configuração
CA	0	6.38	4.64	7.04	14 ϕ 8 mm
	20	2.81		3.14	4 ϕ 10 mm
CA-RFA	40	1.22		2.01	4 ϕ 8 mm
	60	0		2.01	4 ϕ 8 mm

É possível avaliar que os segmentos CA-RFA necessitam de uma menor quantidade de reforço convencional para atender a mesma solicitação do CA (14 ϕ 8 mm), entretanto, considerando apenas barras de aço nas regiões periféricas. Neste caso, avaliou-se a capacidade das fibras metálicas e seu comportamento dúctil através da modelagem computacional dos segmentos sob flexão a três pontos, pois não foram realizados ensaios em escala real para estes segmentos. A Figura 6 mostra o aumento da carga última proporcionado pela adição de fibras na simulação dos segmentos CA-RFA e como se comportam sob flexão estes elementos para diferentes teores. Adicionalmente, é possível notar que o segmento armado apenas com armadura passiva na região periférica ($A_s < A_{s,min}$) apresentou uma ruptura frágil, como era de se esperar.

Como demonstrado por de la Fuente *et al.*, (2015), adição de fibras metálica acima de 8 kg/m³ permite utilizar apenas 4 ϕ 10 mm como configuração de reforço convencional e acima de 22 kg/m³ com 4 ϕ

8mm para o mesmo tipo de fibra. Valores acima de 45 kg/m^3 já podem ser considerados como único reforço, mostrando total concordância entre os estudos.

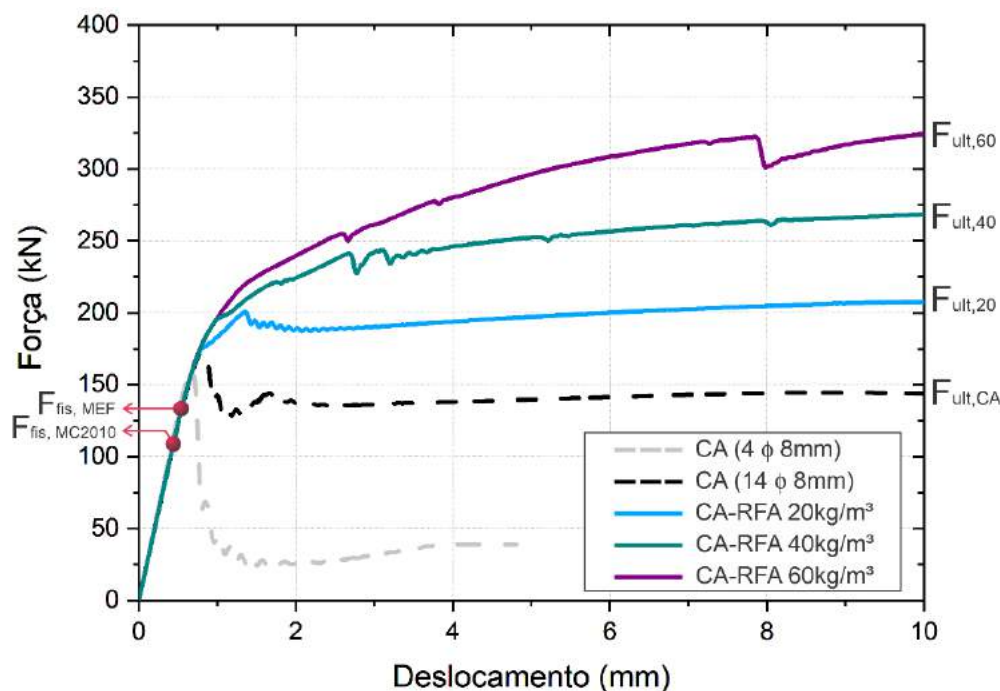


Figura 6 - Curvas Força vs. Deslocamento para os segmentos CA e CA-RFA.

Na Figura 7, o modelo computacional mostra-se capaz de captar o processo de formação e abertura de fissuras para diferentes carregamentos, ou seja, mostra sua aplicabilidade na tomada de decisão no dimensionamento apropriado destes elementos. No ponto (a), é registrado a aparição de microfissuras no elemento para M_{fis} , com δ respectiva de 0.4 mm. As primeiras fissuras ocorrem para δ de 0.8mm, no ponto (b). Nos pontos (c) e (d), são obtidos os quadros de fissuração para as deflexões de 6 e 10 mm, respectivamente.

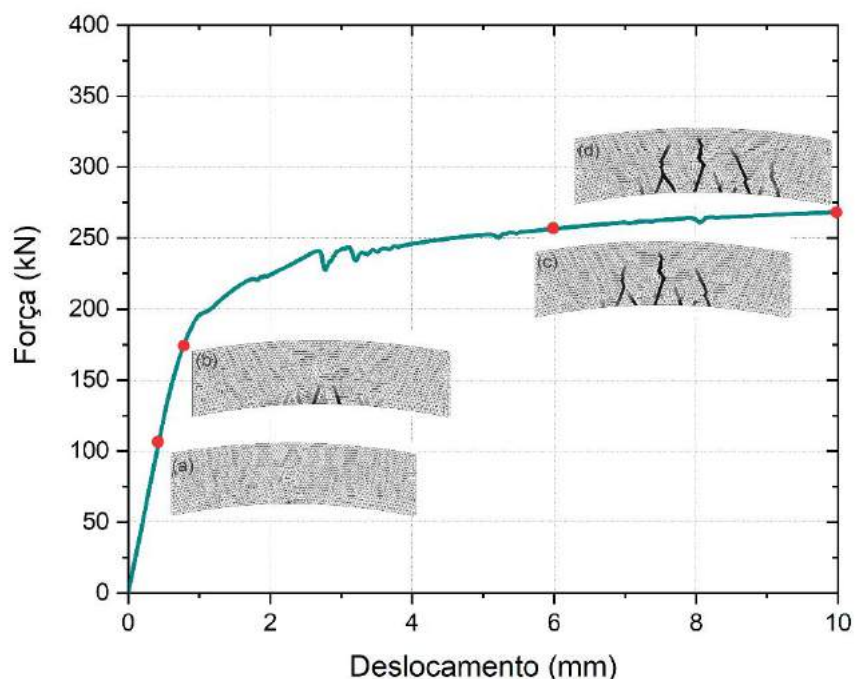


Figura 7 - Curva Força vs. Deslocamento para o segmento CA-RFA com V_f de 40 kg/m^3

A Figura 8 ilustra o quadro de fissuração para os quatro casos considerados. Como pode ser visto, a adição de fibras de aço implicou em fissuras com menor espaçamento entre elas e em maior quantidade.

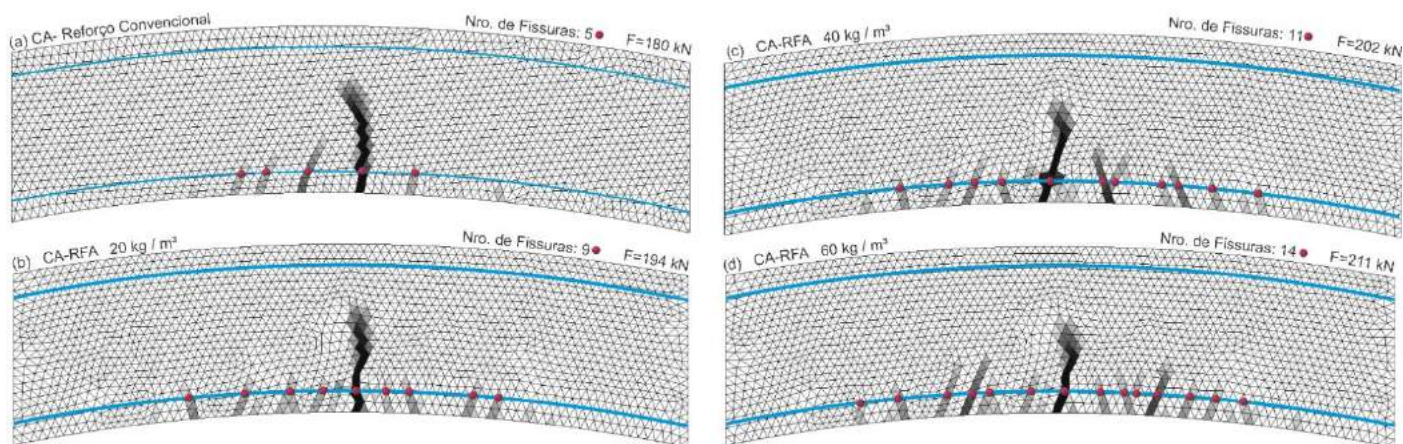


Figura 8 - Quadros de fissuração para diferentes configurações de reforços para $\delta = 1,2 \text{ mm}$

5 CONCLUSÃO

Este estudo demonstra que uma análise analítico-computacional pode servir como uma confiável ferramenta para avaliar o reforço de aduelas com armadura convencional, com o reforço de fibras e, principalmente, com sistemas híbridos destas duas alternativas. Assim, de acordo com o estudo desenvolvido para avaliação dos segmentos híbridos (CA-RFA), algumas conclusões foram obtidas:

- As aduelas dimensionadas cumprem os requisitos estabelecidos pelas normativas tanto para o material escolhido quanto estrutural. A aduela atende as verificações a flexão por meio do dimensionamento proposto para o ELU.
- Os dois exemplos numéricos apresentados mostraram a capacidade, robustez e precisão do modelo computacional proposto para representação do comportamento à flexão dos segmentos. Ainda, o modelo computacional também se mostra vantajoso para obtenção do quadro de fissuras para eventual avaliação. Assim, apresentou a vantagem de resolver precisamente problemas que não possuem uma solução exata visto que as formulações existentes não atendem este caso. É importante ressaltar que os valores limites para abertura de fissuras e deflexão presentes em normas referem-se apenas à condição de serviço do anel segmentado instalado no maciço.
- O reforço com fibras metálicas mostra-se vantajoso, principalmente considerando a substituição parcial do reforço convencional, ou seja, segmentos híbridos (CA-RFA) são capazes de atender satisfatoriamente as necessidades estruturais com apenas um mínimo de armadura periférica. No entanto, mostra-se imprescindível as verificações para cada etapa da obra.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Andrade Gutierrez S.A. pela colaboração com o desenvolvimento da pesquisa. Guilherme G. Andrade agradece o auxílio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES – Código de Financiamento 001). Luís A. G. Bitencourt Jr. gostaria de estender seus agradecimentos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq – Proc.: 310401/2019-4) e a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP – Proc.: 2019/24487-2). Antônio D. de Figueiredo gostaria também de agradecer ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq – Proc.: 305055/2019-4).

REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16935: **Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras - Procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT. 2021.
- [2] NBR 16940: **Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, ABNT. 2021.
- [3] BARROS, J.A.O; CUNHA, V.M.C.F.; RIBEIRO, A.F.; ANTUNES, J.A.B. **Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete**. *Materials and Structures* Vol 38, 2005, pp. 47-56. DOI: 10.1007/BF02480574
- [4] BITENCOURT JR., L.A.G.; MANZOLI, O.L.; PRAZERES, P.G.C.; RODRIGUES, E.A.; BITTENCOURT, T.N. **A coupling technique for non-matching finite element meshes**. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* Vol 290, 2015, pp. 19 – 44. DOI: 10.1016/j.cma.2015.02.025
- [5] BITENCOURT JR., L.A.G.; MANZOLI, O. L.; TRINDADE, Y.T.; RODRIGUES, E.A.; DA COSTA, D.D. **Modeling reinforced concrete structures using coupling finite elements for discrete representation of reinforcements**. *Finite Elements in Analysis and Design* Vol 149, 2018, pp. 32 – 44. DOI: 10.1016/j.finel.2018.06.004
- [6] BITENCOURT JR., L.A.G.; MANZOLI, O.L.; BITTENCOURT, T.N.; VECCHIO, F.J. **Numerical modeling of steel fiber reinforced concrete with a discrete and explicit representation of steel fibers**. *International Journal of Solids and Structures*, 2019. DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2018.09.028
- [7] CARATELLI, A; MEDA, A.; RINALDI, Z. **Design according to MC2010 of a fibre-reinforced concrete tunnel in Monte Lirio, Panama**; *Structural Concrete* Vol 13, No 3, 2012, pp. 166-173. DOI: 10.1002/suco.201100034
- [8] CERVERA, M.; OLIVER, J.; MANZOLI, O. **A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams**. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Vol 5, No 2, 1996, pp. 987-1010.
- [9] **Companhia do Metropolitanano de São Paulo – Metrô SP**. Relatório Integrado, 2020, pp. 1-271. Disponível em: <<https://transparencia.metrosp.com.br/dataset/relat%C3%B3rio-integrado-administra%C3%A7%C3%A3o-%E2%80%93-metr%C3%B4>>. Acesso em: 30/04/2021 às 14:00.
- [10] DE LA FUENTE, A.; PUJADAS, P.; BLANCO, A.; AGUADO, A. **Metodología para el diseño óptimo de dovelas de hormigón reforzado con fibras**. Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, 2012, pp. 1-10.
- [11] DE LA FUENTE, A.; GALO BARDES, I.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, M.A.A.P. **Propuesta de método de optimización de refuerzo de segmentos de túneles fabricados con hormigón reforzado con fibras**; Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto (57CBC), Bonito, Mato Grosso do Sul, 2015.
- [12] DE LA FUENTE, A.; GALO BARDES, I.; MONTE, R.; FIGUEIREDO, A.D. **Projeto de segmentos para obras de túneis com tuneladora utilizando concreto com fibras**; *Concreto & Construções*, Ed. 88, 2017, pp. 52-58.
- [13] DI CARLO, F.; MEDA, A.; RINALDI, Z. **Design procedure for precast fibre-reinforced concrete segments in tunnel lining construction**. *Structural Concrete* Vol 17, No 5, 2016, pp. 747-759. DOI: 10.1002/suco.201500194
- [14] fib Bulletins 65 (2010). **Model code 2010 Final Draft, federation international du béton (fib)**, Switzerland, 2010.
- [15] fib Bulletins 83. **Precast tunnel segments in fibre-reinforced concrete, federation international du béton (fib)**, Lausanne, Switzerland, 2017. DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0083
- [16] GORINO, A.; FANTILLI, A.P.; CHIAIA, B. **Optimization of hybrid reinforcement in precast concrete linings using numerical analysis**; *Road and Bridges – Drogi i Mosty* Vol 16, No 4, December 2017, pp. 309-323.
- [17] ITA Working Group No. 2.; **Guidelines for the design of segmental tunnel lining**, 2019.
- [18] LIAO, L.; DE LA FUENTE, A.; CAVALARO, S.; AGUADO, A. **Design of FRC tunnel segments considering the ductility requirements of the Model Code 2010**; *Tunneling and Underground Space Technology* Vol 47, 2015, pp. 200-210. DOI: 10.1016/j.tust.2015.01.006
- [19] PENG, F.L.; QIAO, Y.K.; SABRI, S.; ATAZADEH, B.; RAJABIFARD, A. **A collaborative approach for urban underground space development toward sustainable development goals: Critical dimensions and future directions**. *Frontiers of Structural and Civil Engineering* Vol 15, 2021, pp. 20-45. DOI: 10.1007/s11709-021-0716-x
- [20] PLIZZARI, G.A.; TIBERTI, G. **Steel fibers as reinforcement for precast tunnel segments**; *Tunneling and Underground Space Technology* Vol 21, 2006, pp. 438-439. DOI: 10.1016/j.tust.2005.12.079
- [21] TENDER, M. L.; COUTO, J.P.; BRAGANÇA, L. **The role of underground construction for the mobility, quality of life and economic and social sustainability of urban regions**. *REM, Int. Eng. J.* Vol 70, No 3, Ouro Preto, 2017, pp. 265-271. DOI: 10.1590/0370-44672016700151
- [22] TRINDADE, Y.T.; BITENCOURT JR., L.A.G.; MANZOLI, O.L. **Design of SFRC members aided by multiscale model: Part I – Predicting the post-cracking parameters**; *Composite Structures* vol 241, 112079, 2020a. DOI: 10;1016/j.compstruct.2020.112078
- [23] TRINDADE, Y.T.; BITENCOURT JR., L.A.G.; MANZOLI, O.L. **Design of SFRC members aided by multiscale model: Part II – Predicting the behavior of RC-SFRC beams**; *Composite Structures* vol 241, 112079, 2020b. DOI: 10;1016/j.compstruct.2020.112079

ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS DE TUNELAMENTO NATM E ADECO-RS

L. H. S. Zago, C. F. Floriano

PUCRS, Porto Alegre, Brasil

Resumo: Este trabalho apresenta um estudo comparativo dos métodos NATM (*New Austrian Tunneling Method*), utilizado largamente no Brasil, e ADECO-RS (*Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli*), ainda não utilizado na América do Sul. A definição do método de tunelamento é muito importante, pois dessa escolha derivam as considerações geomecânicas adotadas, e as técnicas e equipamentos prescritos, tanto para a escavação quanto para o seu suporte. O primeiro método analisado foi apresentado por Rabcewicz (1964a), e analisa as tensões atuantes na seção transversal do túnel, e propõe um revestimento flexível que é dimensionado em função da classe do maciço. Já o segundo método analisado, que foi apresentado por Lunardi (2000), avalia as deformações que ocorrem na seção transversal e no interior do maciço, propondo um revestimento rígido dimensionado a partir de métodos de cálculo numéricos ou analíticos com dados oriundos da investigação geológico-geotécnica. Ao final, é apresentado o caso da construção do Complexo Viário do Joá Penteado, iniciada no ano de 1987 em Campinas, no qual os túneis foram escavados em solo predominantemente arenoso e com baixo recobrimento, tendo sido adotado o método NATM com algumas intervenções específicas, que integram atualmente o método ADECO-RS.

1 INTRODUÇÃO

Túneis são Obras de Arte Especiais constituídas de uma galeria subterrânea para a passagem de uma via de transporte. A construção dessas estruturas é capaz de melhorar a qualidade de vida tanto dos usuários, quanto dos habitantes da região, pois enquanto os primeiros têm seu tempo de percurso reduzido, os outros experimentam a redução dos inconvenientes gerados pelo alto volume de tráfego na superfície.

Ao longo do tempo, diversos métodos foram desenvolvidos para o projeto e execução de túneis, desde abordagens completamente empíricas até a utilização de programas de modelagem numérica no projeto associado a um controle sistemático das deformações na fase de execução.

Nesse contexto, verifica-se a possibilidade de realizar um estudo comparativo dos métodos NATM (*New Austrian Tunneling Method*), apresentado por Rabcewicz (1964a) e ADECO-RS (*Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli*) apresentado por Lunardi (2000), como forma de avaliar a mudanças nas abordagens teórica e operacional com o avanço da tecnologia.

O objetivo do presente trabalho, portanto, é avaliar as semelhanças e diferenças existentes entre as abordagens do NATM e da ADECO-RS, e, apresentar um caso em que foram utilizados os princípios desses dois métodos no Brasil.

2 O MÉTODO NATM

O método NATM foi apresentado por Rabcewicz (1964a) baseado em sua experiência adquirida em escavações subterrâneas nas décadas anteriores, tendo sido inicialmente concebido para escavações em rochas, e a partir da década de 1970, segundo Wittke (2002), a metodologia foi adaptada para utilização em solos e situações de escavações urbanas, em maciços submetidos a um baixo estado de tensões. O objetivo deste autor, portanto, foi definir um método para substituir o antigo Método Austríaco, que demandava grande volume de madeira para escoramento em condições adversas, resultando em uma execução muito lenta, que implicava na relaxação do maciço.

O processo mecânico do NATM considerado por Rabcewicz (1964a) analisa as tensões atuantes na seção transversal do túnel, e considera que ao escavar um túnel em um maciço em seu estado de tensões natural, ocorre o rearranjo das tensões. Nesse novo estado de tensões, o equilíbrio pode ser atingido com ou sem revestimento, dependendo da relação entre a pressão geostática e a resistência ao cisalhamento do maciço. Segundo o autor, o rearranjo de tensões ocorre progressivamente, com três estágios notáveis, que são apresentados na Figura 1. O primeiro estágio (I) é caracterizado pela ruptura de cunhas nas laterais da seção transversal, que se movem para o interior da cavidade. A movimentação das cunhas altera a direção das tensões no entorno do túnel fazendo com que a base e o topo do túnel iniciem um processo de convergência, caracterizando o segundo estágio (II). Com o aumento da convergência e pressão lateral, a rocha sofre dobramento e pode invadir a cavidade, representando o terceiro estágio (III).

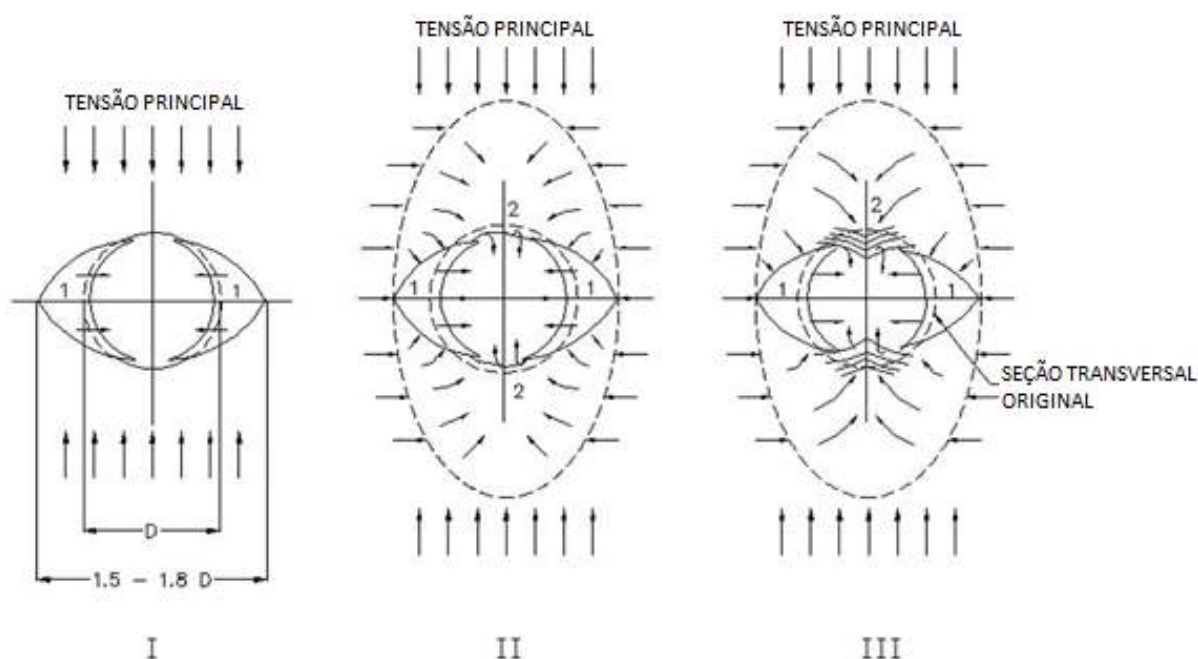


Figura 1 - Rearranjo de tensões na seção transversal da cavidade e mecanismo de falha. Adaptado de Rabcewicz (1964a).

O mesmo autor apresenta que com o avanço das deformações na região do entorno da cavidade, chamada de “Zona Protetiva”, ocorre a redução da seção da cavidade, associada a diminuição das tensões atuantes. Dessa forma, permitindo que ocorra a plastificação do maciço no entorno da escavação, será necessária uma menor resistência do revestimento, e conseqüentemente serão alcançados menores custos. O revestimento em concreto projetado adotado pelo método, além de ser flexível para permitir a mobilização da resistência da região do maciço no entorno da escavação, adere completamente na superfície da cavidade, impedindo a desagregação e a abertura de fissuras, melhorando as propriedades da rocha ou solo próximos da superfície. Kastner (1962) apud Rabcewicz (1964a) propõe que a resistência de pele necessária diminui conforme o aumento da zona protetiva e o afastamento do pico das tensões tangenciais da cavidade. O gráfico apresentado na Figura 2 representa a magnitude das tensões radiais e tangenciais atuantes em função da distância da face de escavação, em um dado instante de tempo.

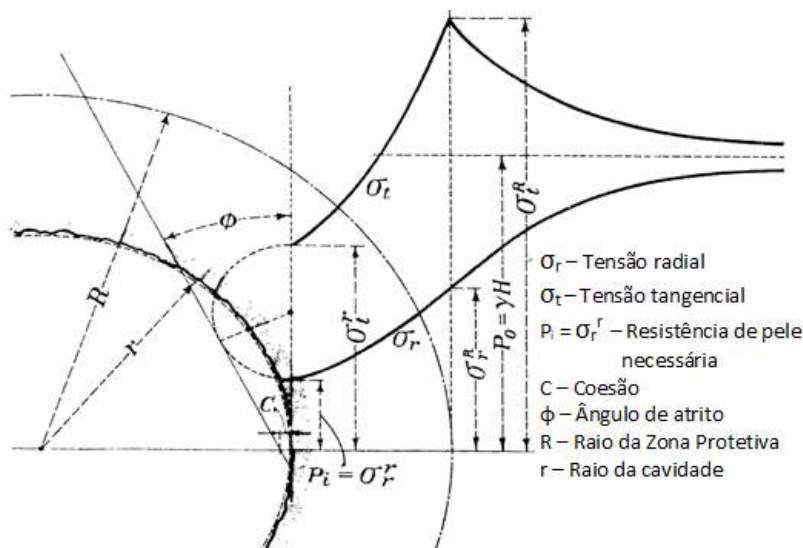


Figura 2 - Gráfico da variação das tensões radiais e transversais em função da distância da face de escavação. Adaptado de Kastner (1962) apud Rabcewicz (1964a).

Para garantir a resistência necessária para o revestimento de concreto projetado, é importante que o *invert*¹ seja executado o mais breve possível, impedindo que as paredes deformem livremente. Para isso, Rabcewicz (1964a) recomenda que os túneis sejam escavados à plena seção sempre que possível, embora aceite que em situações adversas do maciço possa ser executada a escavação parcializada, com a execução de um revestimento provisório.

Durante a escavação dos túneis da hidroelétrica TIWAG Kaunertal, na década de 1950, foram atravessados maciços de anfíbolitos, gnaisses xistoso, gnaisses porfíricos e ardósias em diferentes estados de decomposição, com escavações de até 1.100 m abaixo da superfície. O revestimento do primário era constituído por concreto projetado com espessura de 5 a 15 cm, deixado por longo período sem *invert*, o que, segundo Rabcewicz (1964b), permitiu que ocorressem deformações de diversas magnitudes, em função da qualidade da rocha. Nas porções que atravessaram milonitos (rochas de zonas de cisalhamento tectônico no maciço), ocorreram deformações locais de até 25 cm, causando elevada fissuração, fazendo com que fossem necessárias diversas aplicações de concreto projetado. Então, foram instaladas ancoragens adicionais até que foi atingido o equilíbrio das deformações, e, com o fim dessa etapa, não foram percebidas mais manifestações da pressão excessiva no teto. Nesta ocasião, o autor confirmou que ancoragens profundas radiais são a única solução de estabilização em condições desfavoráveis do maciço, mantendo as deformações com pequenas magnitudes, sendo, nesses casos, a fina camada de concreto projetado, reforçada com malha de aço, a responsável por impedir a relaxação da superfície do contorno da escavação.

Como se trata de um método para a execução de túneis, além de toda a abordagem teórica do problema, são definidas etapas de trabalho que devem ser seguidas nas etapas de projeto e construção. Por ser muito adaptável às condições do subsolo local, as medidas de suporte e as etapas construtivas podem variar, dependendo das especificidades do maciço, sendo que as três principais intervenções para o suporte da escavação adotadas pelo NATM são: o revestimento em concreto projetado (armado ou reforçado com fibra metálica, executado em pelo menos duas etapas), ancoragens radiais (para a estabilização pontual de cunhas soltas, suporte das superfícies e melhoramento da capacidade de carga do maciço), e as cambotas metálicas (responsáveis pelo suporte imediato do último avanço e do peso do concreto projetado, atuando também como armadura do revestimento).

A classificação do maciço utilizada pelo método NATM, proposta por Pacher et al. (1974) apud Hoek (2007), parte do modelo de Lauffer (1958) apud Hoek (2007), que relaciona o intervalo de tempo em que um vão (longitudinal ou transversal) de túnel escavado em um maciço permanece estável (*Stand-Up*

¹ *Invert*: parte mais baixa da seção de um túnel, piso. Em uma configuração circular, é aproximadamente os 90° inferiores do arco de um túnel. Em configuração com fundo plano, é o próprio piso do túnel (ITA 2021).

time) com a qualidade do maciço. Bieniawski (1989) também apresenta as seis classes de maciços adotadas pelo NATM, que são definidas em função das observações em campo do comportamento mecânico do terreno, sendo I a mais resistente, caracterizada por rocha intacta autoportante, e VI a menos resistente, caracterizada por material sem coesão. É feita uma subdivisão na classe III, em IIIa e IIIb devido à influência negativa de descontinuidades no comportamento no maciço. As classes apresentadas são determinadas qualitativamente, sem a utilização de um índice numérico baseado em diferentes parâmetros, e a partir de suas características, é definida a necessidade de parcialização da escavação, a profundidade dos avanços, o tipo de escavação (com explosivos ou máquinas), além do tipo e momento de instalação das medidas de estabilização. Para a classe de escavação mais difícil, são apresentadas medidas especiais a serem adotadas para garantir a estabilidade da cavidade, como congelamento ou injeção de cimento, sendo que a forma de escavação varia em função da solução adotada.

A concepção geral do túnel, construído através do método NATM, é realizada, segundo Wittke (2002), por meio de seis etapas que devem ser rigorosamente seguidas. A primeira etapa é marcada pelas investigações geológico-geotécnicas do maciço e condições hidrogeológicas. A segunda etapa baseia-se na determinação dos parâmetros mecânicos do solo e rocha, baseados nos resultados de ensaios, assim como na experiência prévia. A terceira etapa é constituída pelas análises de estabilidade do túnel e do revestimento de concreto projetado. Na quarta etapa é realizada a avaliação e escolha dos métodos de escavação e suporte com base nas diferentes classes de maciço encontradas. Na quinta etapa é supervisionada a estabilidade da obra por meio do mapeamento geotécnico e do monitoramento durante a construção. Na sexta e última etapa, deve ser realizada a análise dos resultados das medições para a comparação com as previsões de projeto. Rabcewicz (1965) afirma que o conhecimento das deformações do revestimento e do maciço em função do tempo é determinante para avaliar se será atingido o equilíbrio e a evolução da distribuição de tensões no entorno da cavidade. Como é prevista a análise de resultados experimentais para validar ou modificar o projeto, na última etapa, o método é considerado observacional, sendo capaz de se adaptar continuamente as condições encontradas.

A escavação pode ser feita em seção plena ou parcializada, com diversos modelos de ordem de escavação para serem seguidos, pode ser necessária a aplicação de enfilagens tipo “guarda-chuva” no topo da calota, atuando como pequenas vigas que suportam o peso da coluna de solo ou rocha durante o avanço da escavação, presença de tirantes ou chumbadores, para mobilizar mais rapidamente o efeito de arco protetivo do maciço. A execução do revestimento de um túnel que adota essa metodologia é apresentada na Figura 3, onde pode ser observado um operário sobre a banquetta, devido a parcialização da escavação, projetando o concreto para formar o revestimento primário, sendo visível, também, a presença das cambotas metálicas e a armadura do revestimento.

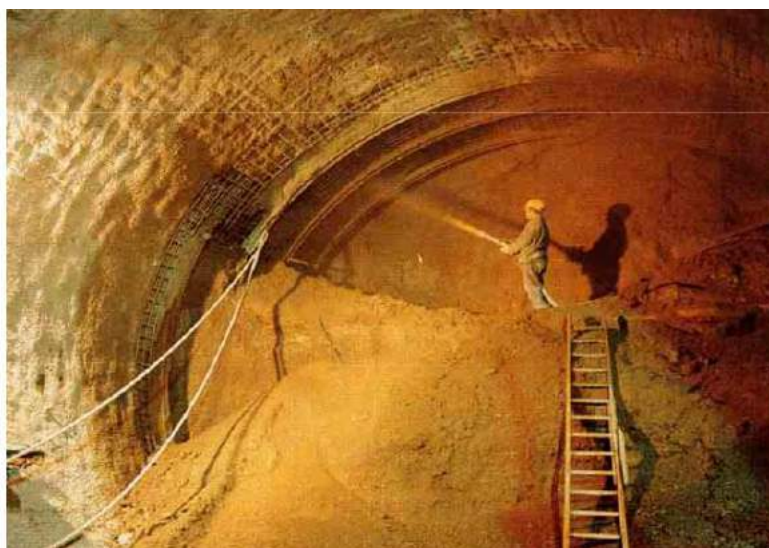


Figura 3 - Aplicação de revestimento em túnel escavado pelo método NATM. Wittke (2002).

3 O MÉTODO ADECO-RS

O ADECO-RS é método que foi desenvolvido na Itália na década de 1980, sendo apresentado por Lunardi (2000). Baseado na experiência adquirida pelo autor em escavações subterrâneas, e utilizando os avanços tecnológicos ocorridos em termos de investigação geológica, capacidade de processamento dos computadores e de técnicas de escavação, foi desenvolvido para permitir uma abordagem válida em todas as situações de construção de túneis, baseando-se na relação ente as ações de mudança do estado de tensões do maciço e as conseqüentes reações geradas em forma de deformação. Segundo Lunardi (2008), sua utilização prevê dois estágios separados, o de projeto e o de execução, sendo capaz de garantir a industrialização do processo de execução do túnel em um cronograma pré-definido.

O processo mecânico considerado por Lunardi (2000) analisa, como principal parâmetro, o comportamento do maciço em termos de tensão-deformação, tanto na seção transversal da cavidade, quanto na face da escavação e no núcleo avançado (volume do maciço à frente da escavação com diâmetro e comprimento da ordem de grandeza do diâmetro do túnel). A deformação que ocorre na seção escavada é a convergência das paredes em direção ao centro, com redução real da seção do túnel, e representa a última resposta de deformação dada pelo maciço. A extrusão é, para Lunardi (2000), a principal componente da resposta de deformação do maciço, e se manifesta com a protuberância da face na direção do eixo longitudinal, sendo dependente das tensões atuantes e da rigidez no núcleo avançado. A pré-convergência é o perfil teórico da convergência extrapolada para o interior do núcleo avançado, não podendo ser facilmente medida, e depende exclusivamente das propriedades mecânicas e do estado de tensões do núcleo avançado. Essas deformações são apresentadas longitudinal e transversalmente ao eixo do túnel na Figura 4.

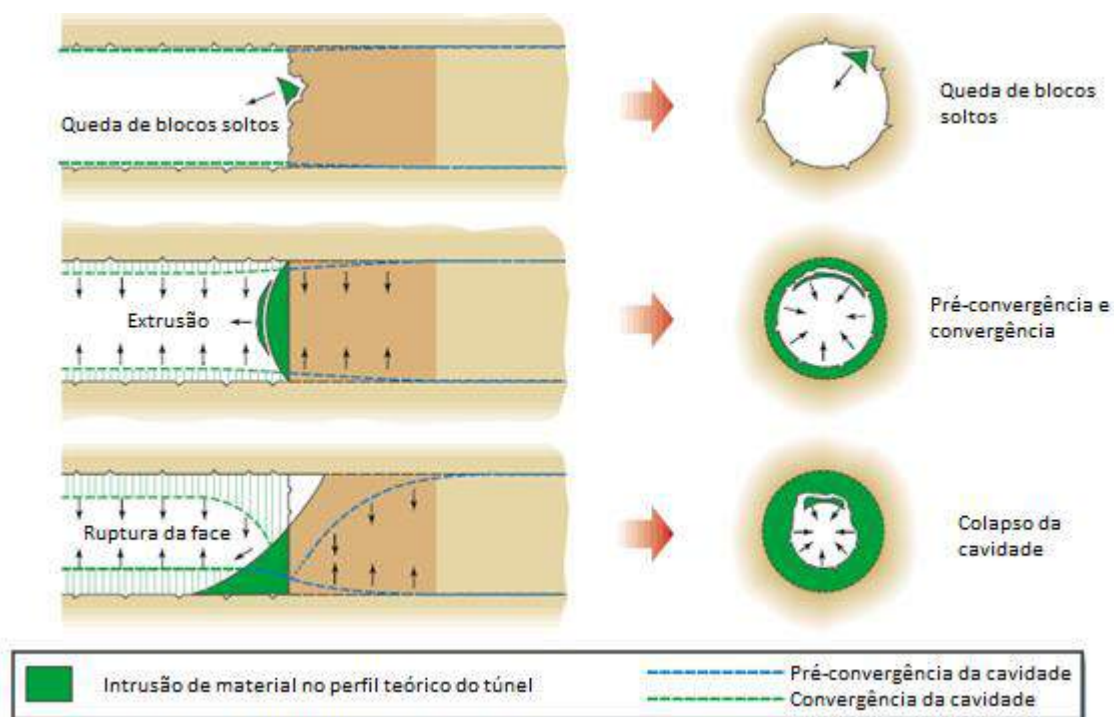


Figura 4 - Relação entre as deformações do núcleo avançado e da cavidade.
Adaptado de Lunardi (2000).

Durante a escavação com métodos tradicionais do túnel rodoviário de Frejus, em um maciço de calcário cristalino xistoso, homogêneo em toda a extensão da obra, com coluna de maciço de até 1.700 m, percebeu-se que, após 10 dias de interrupção, mesmo com o revestimento completo aplicado até uma distância de apenas 1 m da face, e com 30 chumbadores radiais na calota, ocorreram deformações de aproximadamente 10 cm devido à fluência do maciço. Quando foi retomada a escavação, a convergência da cavidade aumentou bruscamente para valores três vezes maiores dos encontrados até àquele instante

sendo que após avançar aproximadamente 30 metros nessas condições de deformação, voltaram a encontrar os valores de convergência médios da escavação. A conclusão obtida, foi, segundo Lunardi (2015a), que no regime elastoplástico, o maciço sofre plastificação no entorno do túnel com o avanço da escavação, sendo que o raio de plastificação varia em função da espessura da cobertura e da velocidade do avanço, no entanto esse processo também provoca o aumento de volume da rocha. Então, como não foi realizada nenhuma intervenção de reforço à frente da face de escavação, o maciço sofreu extrusão saindo do domínio elástico, causando o relaxamento das tensões através da fluência, caracterizando a pré-convergência e aumentando a deformação de convergência quando o túnel atravessou essa porção do maciço. Devido a isso, além do conceito tradicional de confinamento é introduzido pelo método o conceito de pré-confinamento, como um sistema de estabilização, conservativo ou de reforço, para garantir que as propriedades geotécnicas e estruturais do maciço na região do núcleo avançado estejam adequadas para a velocidade e ritmo de escavação previstos.

Considerando um ponto dentro do maciço a ser escavado, na projeção do topo da calota, o movimento radial (pré-convergência) sofrido com a aproximação da face do túnel, dependerá das propriedades mecânicas de tensão e deformação do material que está dentro da futura seção teórica da obra. Enquanto a face está distante do ponto por um comprimento maior que o raio de influência da face, o ponto mantém-se no estado de tensões original, porém conforme há o avanço da frente de escavação, a pressão de confinamento diminui, e o ponto passa a mover-se radialmente em direção ao interior da futura cavidade, sendo que a amplitude do movimento depende não só das características geomecânicas do terreno circundante, mas principalmente das tensões atuantes e das propriedades deformativas do núcleo avançado. Após a passagem da face pelo ponto em questão, sua deformação (convergência) será definida pelo estado de tensões pré-existente, características do terreno por trás do revestimento e da pressão de confinamento exercida pelo revestimento.

A Figura 5 apresenta um gráfico da deformação em função da pressão de confinamento atuante em um maciço com as mesmas condições, sendo que uma das curvas foi considerado um núcleo avançado rígido e na outra, deformável. Até a passagem da face pelo ponto analisado, é consensual que um núcleo mais rígido implique em deformações radiais menores, quando comparado com um menos rígido. No entanto, após a passagem da face, Lunardi (2000) levantou a possibilidade, posteriormente confirmada experimentalmente, de que a rigidez do núcleo avançado ainda influenciasse as deformações, sendo essas dependentes do histórico de estados de tensão e deformação que o ponto foi submetido. Dessa forma, as propriedades deformativas do núcleo avançado são capazes de condicionar a Resposta em Deformação do maciço, podendo esse ser utilizado como uma nova ferramenta para o controle das deformações.

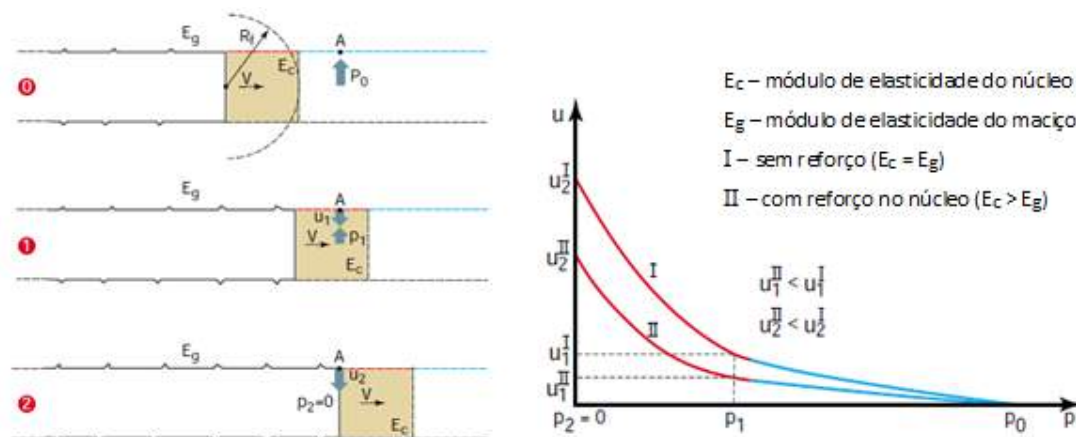


Figura 5 - Variação nas deformações em função da tensão confinante.
Adaptado de Lunardi (2000).

O estágio de projeto é constituído de três fases consecutivas: pesquisa, diagnóstico e terapia (LUNARDI *et al.*, 2018). Na primeira fase são realizadas as investigações geológicas, geomecânicas e hidrogeológicas do maciço em sua condição original. Na segunda fase é analisada uma modelagem teórica da escavação

em termos de Resposta em Deformação, na ausência de medidas de estabilização do maciço. Em função dessa modelagem, deve ser feita a classificação do maciço a ser escavado, que pode ser: (a) estável a longo prazo, com formação do efeito de arco próximo à superfície da cavidade; (b) estável a curto prazo, com a formação do efeito de arco afastado da superfície da cavidade; e (c) instável, em condições nas quais o efeito de arco não consegue ser formado. Na última fase deve ser definidos os métodos de escavação e estabilização por meio de análises numéricas da Resposta em Deformação, sendo definidas as seções tipo do túnel e suas possíveis alterações que podem ser realizadas em obra em função de variações nas deformações reais e de projeto.

O estágio de execução compreende dois momentos que ocorrem em cada sequência de avanço, a fase operacional e a fase de monitoramento e ajustes finais. Na primeira fase é realizada a escavação do túnel e aplicação dos revestimentos, com a instalação dos elementos de estabilização previstos. A segunda fase se realiza por meio da obtenção e análise dos resultados dos equipamentos instalados para o monitoramento da Resposta em Deformação real do maciço, para que seja comparada com a Resposta em Deformação prevista teoricamente em projeto, verificando, assim, a segurança das soluções adotadas, finalizando e ponderando os sistemas de estabilização instalados.

A metodologia ADECO-RS pode ser empregada tanto em escavações mecanizadas com o uso de TBMs, sendo que nesse caso deve haver pressão constante do equipamento sobre a face de escavação, para impedir o desconfinamento do núcleo avançado, ou com os equipamentos tradicionais e utilização de técnicas para proteção ou reforço do núcleo avançado. Uma das possibilidades de escavação de um túnel que adota essa metodologia é apresentada na Figura 1 Figura 6, onde pode ser observada a grande proximidade do revestimento da face de escavação, a presença de tirantes de fibra de vidro agindo como reforço ativo do núcleo frontal, com a máquina de perfuração direcional (jumbo) posicionada à plena seção.



Figura 6 - Máquina de perfuração direcional em túnel escavado pelo método ADECO-RS (LUNARDI *et al.*, 2015b).

4 CASO DOS TÚNEIS JOÁ PENTEADO

No Brasil, ao tratar desses dois métodos, remete-se a um caso específico, o do Complexo Viário Túnel Joá Penteado, em Campinas, São Paulo, que com duas galerias, de 370 e 450 m de comprimento faz a travessia sob o enclave ferroviário da Companhia Ferroviária Paulista, tombado pelo patrimônio histórico do município. A obra, projetada para receber um fluxo diário de 60.000 (sessenta mil) veículos, está inserida no anel viário da cidade, com o objetivo de melhorar a mobilidade urbana com a conexão interbairros, já que até então a malha viária da cidade desenvolvia-se radialmente.

O projeto básico foi realizado em 1983, prevendo uma seção de escavação de 125 m² seguindo integralmente a metodologia NATM. Alguns fatores, como: (1) o pequeno recobrimento, que varia de 4 a 15m, sendo crítico nos emboques; (2) a grande variabilidade dos parâmetros do solo, que embora predominassem areias siltosas, variava de argila arenosa coluvionar até alteração de rocha (Ardósia e Arenito); (3) o nível da escavação abaixo do lençol freático; e, (4) as vibrações provocadas no maciço pela movimentação dos trens; impediram o avanço das escavações com a metodologia prevista e demandaram a revisão do projeto.

Para a revisão do projeto, a empresa italiana Rocksoil SpA. foi incorporada à equipe projetista. Inicialmente foi proposta a utilização do método ADECO-RS (que então estava em desenvolvimento, mas já contava com bons resultados na Europa), porém, devido a indisponibilidade do maquinário necessário para a escavação a plena seção e a dificuldade de modificar as convicções dos projetistas e empreiteiros envolvidos, acostumados com o método NATM, o projeto revisado adotou a metodologia NATM com ações de estabilização específicas, oriundas do método ADECO-RS.

Segundo Guazzelli & Lunardi (1988) a escavação, no projeto final, foi prevista em seção parcial com presença de núcleo frontal, característica do método NATM, sendo utilizados arcos de solo consolidado com *jet-grouting* no contorno da futura escavação, para garantir a redistribuição de tensões de maneira adequada durante a escavação, evitando a descompressão do maciço, que é uma solução de pré-confinamento indicada pelo método ADECO-RS. Foram empregadas duas técnicas distintas para a formação do arco de solo consolidado, nas regiões onde foi possível o acesso de máquinas pela superfície. Primeiro, foram utilizadas colunas verticais de *jet-grouting*, com as cotas do fundo e topo variando para ser conformada a seção teórica de escavação, assim, garantindo sempre uma espessura do arco de 1,5 m. Já onde não foi possível realizar a intervenção desde a superfície, foram utilizadas colunas sub-horizontais de solo consolidado com *jet-grouting* conformando um guarda-chuva troncocônico, com espessura próxima de 0,5 m, e o dobro na região abaixo da via férrea principal. Na união dos métodos, foi necessário também realizar colunas subverticais de solo consolidado com *jet-grouting* para a fundação do revestimento da calota do túnel, medida que não é prevista por nenhum dos métodos. Para a operacionalização dessas intervenções no maciço, até então inéditas no Brasil e no Continente Americano, foi necessário construir um equipamento específico para a execução das colunas de *jet-grouting* no interior do túnel, o que demandou um prazo de quase um ano.

Além das alterações no projeto da seção do túnel, também foi prevista a modificação do sistema de rebaixamento do lençol freático, necessário em função da presença de água no solo arenoso em uma cota superior à da calota do túnel. Para a configuração padrão adotada foram executados poços atingindo camada impermeável com espaçamento de 8 m, capazes de bombear de 0,5 a 0,6 m³/h/poço. A utilização de melhoramento do maciço com *jet-grouting*, também foi utilizada na região dos emboques, onde foi realizada uma escavação verticalizada de 15 m de profundidade a uma distância de 3 a 12 m da via férrea principal. Nesta situação foram previstas colunas verticais de solo consolidado com espaçamento de 1m travadas no topo a uma viga de concreto armado com seção de 1,5 x 1,5 m. O detalhe dos emboques e da seção sob a via férrea são apresentados na Figura 7.

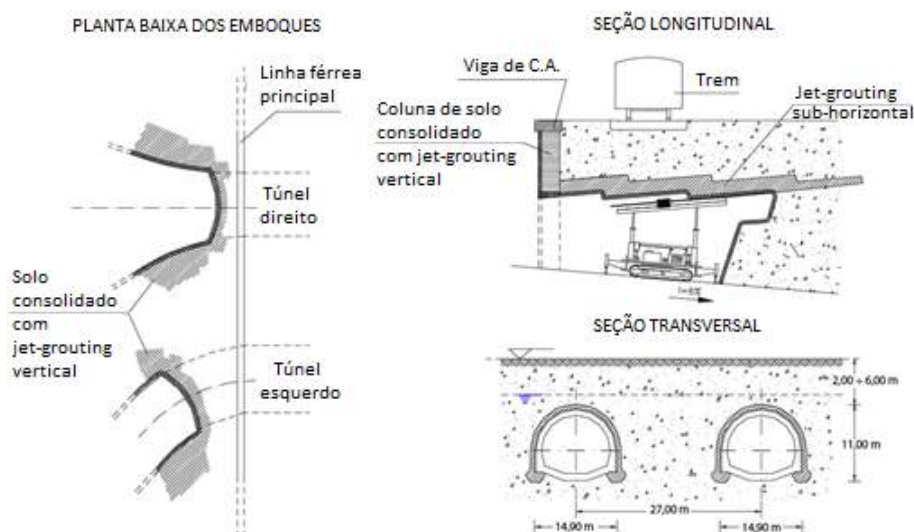


Figura 7 - Detalhes do projeto do túnel. Adaptado de Guazzelli & Lunardi (1988).

Conforme abordado anteriormente, tanto o método NATM quanto o ADECO-RS preveem o monitoramento das deformações no túnel, então, por se tratar de uma mescla dos dois, foram adotadas medidas para sua correta medição. Portanto, foi adotado o monitoramento da convergência, parâmetro principal do NATM, porém, para avaliar a validade do projeto e qualidade executiva, esses valores foram comparados com aqueles calculados numericamente/analiticamente durante a fase de projeto, de acordo com as indicações do ADECO-RS. A instrumentação adotada na obra constituiu na instalação de marcos superficiais no terreno, extensômetros para medir a subsidência profunda e convergência, além de pinos de convergência. Guazzelli & Lunardi (1988) afirmam que as duas causas que contribuem de igual maneira para a subsidência são a escavação do túnel e a utilização de colunas de solo consolidado com *jet-grouting* horizontal (ao invés do vertical), seguidas, em menor medida, pelo rebaixamento do lençol freático. A magnitude dos assentamentos no túnel foi de 15 mm, quando em seção protegida por arco de solo consolidado em colunas verticais, e 50 mm em seções protegidas por arco de solo consolidado em colunas sub-horizontais.

Apesar de ter sido escolhida a melhor solução tendo em vista o trinômio segurança-custo-prazo, o projeto final resultou mais caro que o projeto básico, já que foram encontradas condições desfavoráveis que não foram previstas inicialmente. Associado a isso, a obra envolveu um complexo processo de desapropriação, o que implicou na interrupção das obras do túnel 2 no ano 1988, havendo sido escavado aproximadamente dois terços da extensão total. A construção do Túnel I foi finalizada em 1992, passando a funcionar com duplo sentido de circulação, diferentemente do projetado, até a finalização da obra do Túnel II. Posteriormente, o aumento da inflação média de 233,5% ao ano na década de 1980, para 499,2% ao ano na década de 1990 implicou em disputas entre o município e a empresa construtora, além do órgão financiador, gerando descontinuidades no fluxo dos financiamentos contratados, e o seguimento da interrupção dos trabalhos. Em 2007, após um acordo judicial, as obras foram retomadas seguindo o mesmo projeto, com a conclusão em novembro de 2009. Atualmente, o Túnel I funciona no sentido Bairro-Centro e o Túnel II funciona no sentido Centro-Bairro, recebendo um fluxo diário da ordem de 40.000 veículos por dia.

5 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como objetivo comparar os métodos de tunelamento NATM e ADECO-RS, em suas abordagens de projeto (definição dos meios de suporte a partir de uma análise qualitativa ou modelagem numérica) e execução (necessidade ou não de parcializar a seção em condições desfavoráveis), apresentando também uma situação em que foi necessário a utilização conjunta dos dois métodos no Brasil. O método NATM é largamente utilizado no Brasil. Projetistas e construtores têm larga experiência com esta metodologia e estão acostumados com o seu processo. O método ADECO-RS não conta com

experiências de projeto e execução seguindo sua metodologia na América do Sul. Entretanto, na Europa, a experiência já está em 500 km escavados com TBM e 1.000 km escavados de maneira convencional, muitos em condições difíceis de tensão-deformação em que a escavação pelo método NATM havia sido abandonada.

A experiência brasileira na execução do Complexo Viário do Túnel Joá Penteado demonstrou que é possível realizar a combinação de diferentes métodos, abrindo a possibilidade para a proteção do núcleo-frente da escavação, que é uma ferramenta muito importante no controle das deformações do maciço em outras obras no país. A introdução de um novo método que demanda maquinário específico e alterações no processo construtivo é de difícil implementação, pois trata-se de uma quebra de paradigma. Não obstante o conhecimento da técnica e o avanço da industrialização de processos possibilitada pelo ADECO-RS tornará possível, por parte da comunidade tuneleira, a realização de estudos de viabilidade, de valores e de prazos em comparação com outras metodologias.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos engenheiros Renzo Bindi, Pietro Lunardi e José Luis Camargo Guazzelli pela colaboração no compartilhamento de informações relativas às aplicações do método ADECO-RS e ao projeto e execução do Complexo Viário do Túnel Joá Penteado.

REFERENCIAS

- [1] BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**; John Wiley & Sons, 1989.
- [2] CAMARGO GUAZZELLI J.L., LUNARDI P. **Túnel de Campinas: evolución del diseño y problemas de operación**. International Congress on Tunnels and Water, Madrid, Spain, 1988.
- [3] HOEK, E. **Practical Rock Engineering**; Rocscience, 2007.
- [4] ITA AITES Main glossary, [on-line], <https://tunnel.ita-aites.org/en/component/seoglossary/1-main-glossary/350-invert>, 2021.
- [5] LAUFFER, H. **Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau**. Geologie und Bauwesen, Vol 24, No 1, 1958, pp. 46-51.
- [6] LUNARDI, G. CASSANI, G. GATTI, M. LODIGIANI, G. **ADECO & NATM comparison: the case of Višňové Tunnel**. World Tunnel Congress WTC 2018. Dubai, United Arab Emirates, 2018.
- [7] LUNARDI, P. **The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils**. Tunnel and Tunelling International, May 2000, pp. 3-30.
- [8] LUNARDI, P. **Design and Construction of Tunnels. Analysis and controlled deformation in rocks and soils**; 1st Edition, Springer, 2008.
- [9] LUNARDI, P. **Muir Wood Lecture: Extrusion control of the ground core at the tunnel excavation face as a stabilisation instrument for the cavity**. World Tunnel Congress WTC2015 – Dubrovnik, Croatia, 2015.
- [10] LUNARDI, P. CASSANI G. GATTI M. LODIGIANI G. FRANKOVSKÝ M. FULVIO M. **"The ADECO-RS approach and the full-face excavation for Visnove tunnel"**, International Conference Tunnels and underground construction 2015-Žilina, Slovakia, 2015.
- [11] PACHER, F., RABCEWICZ, L., GOLSER, J. **Zum der seitigen Stand der Gebirgsklassifizierung in Stollen-und Tunnelbau**. XXII Geomechanik Colloquium, Salzburg, Austria, 1974.
- [12] RABCEWICZ L. **The New Austrian Tunnelling Method, Part one**, Water Power Vol 16, No 11, November 1964, pp. 453-457.
- [13] RABCEWICZ L. **The New Austrian Tunnelling Method, Part two**, Water Power Vol 16, No 12, December 1964, pp. 511-515.
- [14] RABCEWICZ L. 1965. **The New Austrian Tunnelling Method, Part three**, Water Power Vol 17, No 1, January 1965, pp. 19-24.
- [15] WITTKER, W. **New Austrian Tunneling Method (NATM) Stability Analysis and Design**, Geotechnical Engineering in Research and Practice; WBI-PRINT 5, 2002.
- [16] KASTNER, H. **Statik des Tunnel- und Stollenbaues**; Springer, 1962

ESTUDO DAS DESCONTINUIDADES DO MACIÇO ROCHOSO DO TÚNEL CACIMBA CERCADA DO CANAL ADUTOR DO SERTÃO ALAGOANO

J. O. F. Barbosa

Universidade Federal de Alagoas, Maceió, Brasil

D. P. Fernandes

Universidade Federal de Alagoas, Maceió, Brasil

J. Cosme

Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil

Resumo: O conhecimento dos parâmetros geomecânicos e estruturais são fundamentais em qualquer projeto onde haja construção de estruturas sobre rochas ou maciços rochosos. O presente trabalho teve como objetivo precípua a classificação mecânica ao longo do maciço rochoso do Túnel Cacimba Cercada localizado no sertão alagoano, por meio do índice RQD (*Rock Quality Designation*). Ademais, foram avaliadas as potenciais estruturas de contenção que poderiam ser empregadas, caso a classificação geomecânica indicasse maciço regular ou pobre em qualidade. A metodologia proposta embasou-se na divisão do Túnel Cacimba Cercada em três regiões (emboque, centro e desemboque) e na análise dos boletins de sondagem conjuntamente ao estudo dos domínios geológicos-geotécnicos presentes na área. Desta maneira, os resultados obtidos mostraram que a região do emboque obteve RDQ médio igual a 24,80% sendo classificada como qualidade muito fraca, enquanto a região do centro do túnel teve um resultado de RQD médio igual a 57,84%, classificando-se como qualidade regular, o desemboque obteve resultado de RQD médio igual a 34,28%, classificando-se como qualidade fraca. Com base nos resultados expostos, é imperativo o uso de estruturas de contenção para evitar possíveis tombamentos e quedas de blocos rochosos durante a execução da obra e após a conclusão da mesma.

1 INTRODUÇÃO

O conhecimento geológico-geotécnico sobre o local de implementação de uma obra civil é muito relevante. A descrição do comportamento mecânico dos constituintes do maciço rochoso permite a realização de estudos para se investigar a viabilidade técnico-econômica da realização de qualquer trabalho no maciço, contribuindo dessa forma para a melhor caracterização a partir da aferição dos parâmetros mínimos necessários à classificação.

De acordo com Hoek e Brown (1980), quando se analisa uma dada região no âmbito da engenharia de maciços rochosos se pretende conceber e estabelecer os parâmetros necessários num quadro amplo de forma a responder aos aspectos mecânicos, geométricos e construtivos bem como aos aspectos da segurança operacional de uma estrutura construída num maciço (DEERE, 1988).

A caracterização de uma determinada área é realizada por meio do conhecimento da formação geológica e dos afloramentos dos materiais constituintes. Quando se trata de taludes rochosos, as classificações mecânicas são empregadas em conformidade com as especificidades de cada obra.

Os sistemas de classificação são empregados para caracterizar os maciços rochosos através de um conjunto de propriedades identificadas por observação direta e ensaios realizados *in situ* ou em amostras recolhidas em sondagens. A finalidade destas classificações é sistematizar o conjunto de elementos geotécnicos em classes, associando a essas classes um padrão de comportamento, fornecendo informações quantitativas para fins de projeto, fazendo com que o projeto seja mais eficiente e a tomada de decisão mais consistente.

O conjunto constituído pela matriz rochosa e composta por todas as descontinuidades presentes é denominado maciço rochoso, sendo caracterizada, a rigor, por um material heterogêneo, devido a presença de inúmeras imperfeições, sejam em microescala ou perceptíveis ao olho nu.

O estudo do comportamento mecânico das rochas, ao longo do tempo foi fator primordial para o avanço das obras de engenharia civil permitindo que as caracterizações geológicas e geotécnicas dos maciços fossem cada vez mais completas. Em obras, nas quais, a execução envolve análise de estabilidade, é preciso caracterizar o maciço totalmente, sobretudo, em obras de arte como é o caso de pontes, barragens e túneis.

A avaliação da qualidade geotécnica do maciço é o objetivo principal da aplicação das classificações geomecânicas que, a partir daí, permitirá escolher o sistema mais adequado para a execução de determinada obra de escavação subterrânea, assim como, indicar o tipo de sustentação mais apropriada durante a execução da obra, por meio da observação e realização de ensaios, por exemplo, para obtenção do Índice de Qualidade do Maciço – RQD, com a finalidade de minimizar os riscos potenciais e efetivos de acidentes durante a obra (NETO, 2007).

De acordo com Bieniawski (1989), a classificação de maciço rochoso é amplamente empregada na engenharia de rochas e é um meio de aproximação empírica sendo, desse modo, uma forma de fundamentar e retratar o desempenho das complexas estruturas subterrâneas (HOEK, 1980).

O primeiro critério quantitativo para caracterizar a qualidade do maciço foi o RQD – *Rock Quality Designation* (DEERE, 1964). O critério teve a finalidade do desenvolvimento de um sistema para a construção de túneis e prever suportes, mas acabou sendo usado como um parâmetro de referência para outras classificações. O RQD foi apresentado na época em que as informações da qualidade da rocha eram obtidas apenas pela descrição geológica ou por um percentual de recuperação dos furos de sondagem (DEERE & DEERE, 1988).

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito das classificações dos maciços rochosos com a aplicação dos índices RQD. Para que se possa aplicar estas classificações é imprescindível estudar as características mecânicas e estruturais do maciço rochoso que, no presente trabalho, consistiu como estudo de caso, a análise do Túnel Cacimba Cercada para a construção de um canal retangular localizado no trecho IV do Canal Adutor do Sertão Alagoano, entre os municípios alagoanos de São José da Tapera e Senador Rui Palmeira.

2 OBJETIVOS

O presente trabalho de pesquisa teve como objetivo precípuo abordar os aspectos geológicos, geotécnicos e geomecânicos mais relevantes relacionados com a execução de escavações subterrâneas em maciços rochosos, para identificar e analisar as descontinuidades identificadas no Túnel Cacimba Cercada, classificando-o, segundo o índice RQD e caso o maciço rochoso for classificado como instável antever medidas contra a instabilidade.

3 METODOLOGIA

A metodologia proposta para este trabalho de pesquisa envolveu duas fases complementares, na primeira etapa, foi realizado um extenso trabalho de campo com a execução de sondagens rotativas e a coleta de testemunhos de rocha para o reconhecimento de elementos estruturais, tais como, falhas e fraturas, já na segunda fase foi feito o processamento, análise e interpretação dos dados recolhidos com o intuito de classificar o maciço rochoso do Túnel Cacimba Cercada em conformidade com o Índice RQD (*Rock Quality Designation*).

Após a realização das sondagens rotativas e a coleta dos testemunhos foi executada uma divisão da área do Túnel Cacimba Cercada em três regiões: a) Emboque; b) Centro e c) Desemboque. Esta compartimentação foi necessária para agrupar os boletins de campo em regiões e dessa maneira proceder a uma classificação mais detalhada.

Para a classificação pelo Índice RQD foram utilizados seis pontos ao longo do túnel Cacimba Cercada, destes, dois pontos estão localizados na região do Emboque e correspondem as sondagens (SM 121+490 e SM 121+580), outros dois pontos centrais (SM 121+770 e SM 121+900) e, por fim, dois pontos na região do Desemboque (SM 122+260 e SM 122+370).

Posteriormente, foi conduzida a interpretação e análise dos boletins de sondagem com vistas à identificação dos domínios geológico-geotécnicos e a elaboração do perfil da região do Sertão Alagoano. Em seguida, para que cada região obtivesse a sua classificação RQD média foi realizada a compilação e tratamento de dados para cada boletim de sondagem.

Para o cálculo do Índice RQD são utilizados apenas os testemunhos obtidos iguais ou superiores a 10 cm. O valor do RQD é calculado através do somatório dos trechos maiores do que 10 cm, dividido pelo comprimento do barrilete da manobra, como mostra a Equação (1).

$$RQD = \frac{\Sigma \text{Fragmentos do barrilete} > 10 \text{ cm}}{\text{Comprimento total do barrilete na manobra}} \times 100 \quad (1)$$

O cálculo do RQD médio por ponto de sondagem é representado pela média dos RQD ao longo da profundidade. Já o RQD da região (emboque, centro e desemboque) é obtido pela média entre os pontos sondados, a Equação (2) ilustra o cálculo:

$$RQD \text{ da região (\%)} = \frac{RQD_{\text{médiodoponto1}(\%)} + RQD_{\text{médiodoponto2}(\%)}}{2} \quad (2)$$

Por fim, foi avaliada a necessidade de estruturas de contenção em função dos Índices RQD em cada uma das regiões compartimentadas no Túnel Cacimba Cercada.

4 RESULTADOS

Em termos de resultados, pode-se relatar que a geologia do Túnel Cacimba Cercada se encontra inserida na região na Província Estrutural do Borborema, inseridos no contexto geológico da Suíte Intrusiva Itaporanga conforme indicado na Figura 1, abrangendo rochas do embasamento gnáissico-migmatítico, datadas do Arqueano ao Paleoproterozóico (compreendida entre 2 bilhões e 500 milhões e 1 bilhão e 600 milhões de anos atrás aproximadamente) e a sequência metamórfica oriunda de eventos tectônicos ocorridos durante o Meso e Neoproterozóico (compreendido entre 1 bilhão e 541 milhões de anos atrás) (CPRM, 2009).

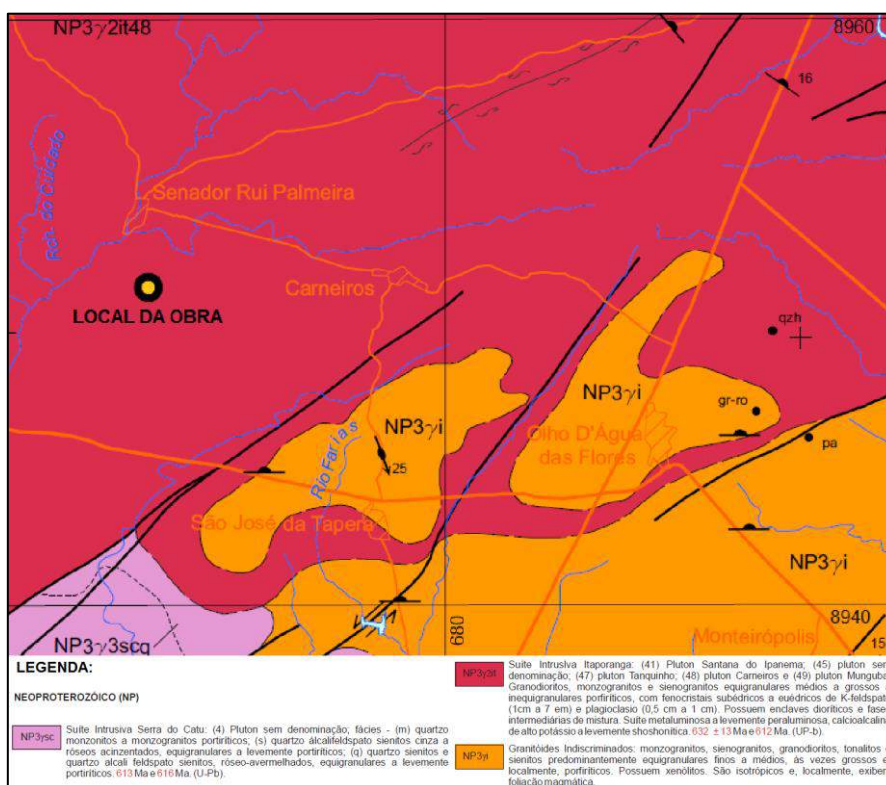


Figura 1 - Localização da obra no mapa geológico.

Fonte: CPRM, 2009 (adaptado).

A Suíte Intrusiva compreende as rochas afloradas nas porções centro-oeste e nordeste do estado de Alagoas, mais precisamente no Domínio Pernambuco-Alagoas. Todo esse registro geológico foi responsável por afetar os maciços rochosos, de forma regional e em diferentes escalas, por efeitos de cisalhamentos intensos e cuja direção predominante é N45E, conforme Figura 2.

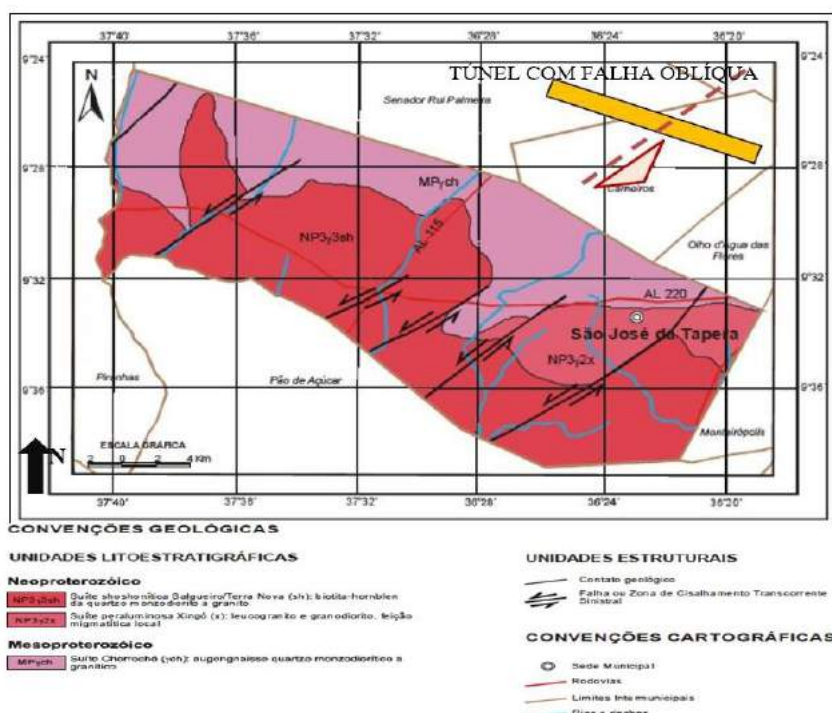


Figura 2 - Mapa geológico na região da obra. Destaque a direção do túnel e a presença de falhas na direção oblíqua (NE) com caimento predominante para SE. Fonte: CPRM, 2009 (adaptado).

A direção e mergulho das zonas de cisalhamento e dos planos de descontinuidades são os principais fatores condicionantes para as escavações do Túnel, cuja direção se desenvolve na N120° (N30W), ou seja, o cruzamento destes alinhamentos se dá com ângulos quase que ortogonais à escavação do túnel, de 70 a 80 graus entre um eixo e outro, com mergulho predominante para SE.

A área do túnel é dominada por rochas da Suíte Intrusiva Itaporanga, com alinhamentos de orientações variáveis. As rochas identificadas apresentam-se, em geral maciças, podendo apresentar estruturas dobradas, segundo as fases de deformação regionais. O granito encontrando apresenta-se majoritariamente isotrópico, mas pode mostrar orientação dos fenocristais. Do ponto de vista estrutural, os granitoides apresentam predominantemente uma estrutura maciça, porém em diversos casos podem evidenciar uma foliação bem marcada (ALMEIDA, 2018).

Em síntese, percebe-se que as regiões críticas encontradas através do estudo dos perfis geológicos/geotécnicos relevaram condições desfavoráveis para escavação principalmente na região da calota do túnel, em função da baixa cobertura em rocha sã, material alterado com comportamento de solo (ALMEIDA, 2018).

4.1 RESULTADO DO CÁLCULO DE RQD NO EMBOQUE DO TÚNEL

Em ambas as sondagens do EMBOQUE, foi encontrada uma camada superficial de solo classificado como uma areia siltosa com pedregulhos, cuja variação de espessura foi três metros. As sondagens se mostraram impenetráveis a percussão em aproximadamente 1,50 m de profundidade. Foi possível a identificação de coerência C1 que corresponde a uma quebra com dificuldade ao golpe de martelo, ao qual produz fragmentos com bordas cortantes, com propriedades de escavação a fogo. A Tabela 1 traz os dados utilizados para a análise do RQD.

Tabela 1 - Classificação do RQD dos pontos SM 121+490 e SM 121+580

SM 121+490			SM 121+580		
PROFUNDIDADE (m)	RQD (%)	CLASSIFICAÇÃO	PROFUNDIDADE (m)	RQD (%)	CLASSIFICAÇÃO
9,30	9	MUITO POBRE	7,46	45	POBRE
10,80	20	MUITO POBRE	8,96	7	MUITO POBRE
12,30	11	MUITO POBRE	10,46	12	MUITO POBRE
13,80	27	POBRE	11,96	25	MUITO POBRE/POBRE
15,30	53	REGULAR	13,46	16	MUITO POBRE
16,80	85	BOM	14,96	35	POBRE
18,30	7	MUITO POBRE	17,96	11	MUITO POBRE
-	-	-	19,46	9	MUITO POBRE
-	-	-	20,96	19	MUITO POBRE
-	-	-	23,60	14	MUITO POBRE
MÉDIA	30,29	POBRE	MÉDIA	19,30	MUITO POBRE

Ao longo da profundidade, a partir do RQD médio encontrado nos dois locais, têm-se um RQD para o emboque calculado pela Equação (3) de:

$$RQD(Emboque) = \frac{30,29\% + 19,30\%}{2} = 24,80\% \quad (3)$$

O trecho inicial do túnel com RQD de 24,80% foi classificado como muito pobre. O grau de fraturamento está condicionado ao intenso cisalhamento da região e se manifesta localmente com maior intensidade, principalmente, pelas fraturas presentes nas rochas gnáissicas encontradas ao longo da sondagem, que

ambos os locais, foram encontrados índices F1/F2 condicionando a um fraturamento médio, apesar o índice do RQD classificar como uma qualidade menor. Em ambos os pontos não foi encontrado água após 24 horas.

Importante destacar a ocorrência de determinadas passagens de intensificação de frequência das descontinuidades associadas a zonas de cisalhamento de caráter local e regional, com RQD da ordem de 15%, ou mesmo com setores de menor recobrimento do topo rochoso onde os valores encontrados são inferiores a 10%.

4.2 RESULTADO DO CÁLCULO DE RQD NO MEIO DO TÚNEL

Neste ponto também foi identificada uma camada superficial de um solo composto basicamente por uma areia siltosa com pedregulhos (fragmentos de rocha alterada), com diferença de espessura de três metros. As sondagens se apresentaram impenetráveis a percussão, próximo de 1,50 m de profundidade. Constatou-se também uma coerência C1, como fora identificada no ponto anterior. A Tabela 2 apresenta os dados utilizados para a análise do RQD.

Tabela 2 - Classificação do RQD dos pontos SM 121+770 e SM 121+900

SM 121+770			SM 121+900		
PROFUNDIDADE (m)	RQD (%)	CLASSIFICAÇÃO	PROFUNDIDADE (m)	RQD (%)	CLASSIFICAÇÃO
13,50	8	MUITO POBRE	5,00	36	POBRE
15,00	43	POBRE	8,50	20	MUITO POBRE
16,50	27	POBRE	8,00	81	BOM
18,00	49	POBRE	9,50	90	BOM/EXCELENTE
19,50	42	POBRE	11,00	83	BOM
20,00	13	MUITO POBRE	12,50	81	BOM
21,00	13	MUITO POBRE	14,00	80	BOM
4,00	30	POBRE	15,60	100	EXCELENTE
25,50	89	BOM	17,00	79	BOM
27,00	27	POBRE	18,50	95	EXCELENTE
28,50	71	REGULAR	20,00	100	EXCELENTE
-	-	-	21,50	75	REGULAR/BOM
-	-	-	23,00	95	EXCELENTE
-	-	-	24,50	85	BOM
-	-	-	26,00	93	EXCELENTE
-	-	-	27,50	57	REGULAR
-	-	-	28,00	80	BOM
MÉDIA	37,45	POBRE	MÉDIA	78,23	BOM

No decorrer da profundidade na sondagem SM 121+770, o RQD é classificado como pobre, sobretudo, pelas fraturas subverticais presentes nas rochas gnáissicas encontradas entre 20 e 22 metros.

Já no ponto SM 121+900 as condições encontradas foram melhores, mostrando que as rochas estavam em condições mais próximas a rocha sã, ocorrendo uma redução no RQD nos metros iniciais devido a presença de alterações nas rochas presentes na camada de solo, apresentando um RQD médio de 78,23%. Uma análise conjunta dos dois pontos, a partir do RQD médio, encontrou-se um valor de RQD para o meio do túnel, através da Equação (4).

$$RQD(\text{meio do túnel}) = \frac{37,45\% + 78,23\%}{2} = 57,84\% \quad (4)$$

Assim o meio do túnel foi caracterizado como regular. Em ambos os locais também não foi encontrada água após o período de 24 horas.

4.3 RESULTADO DO CÁLCULO DE RQD NO DESEMBOQUE DO TÚNEL

No desemoque foi identificado uma camada de um solo constituído basicamente por uma areia siltosa com pedregulhos, com espessura média de 2 metros. As sondagens se mostraram impenetráveis a percussão em 1,00 m de profundidade. A sondagem indicou também uma coerência C1. A Tabela 3 traz os dados utilizados para a análise do RQD.

Tabela 3 - Classificação do RQD dos pontos SM 122+260 e SM 122+370

SM 122+260			SM 122+370		
PROFUNDIDADE (m)	RQD (%)	CLASSIFICAÇÃO	PROFUNDIDADE (m)	RQD (%)	CLASSIFICAÇÃO
5,00	9	MUITO POBRE	1,80	54	REGULAR
8,00	35	POBRE	2,80	51	REGULAR
9,50	7	MUITO POBRE	3,70	66	REGULAR
12,50	33	POBRE	6,20	81	BOM
14,03	32	POBRE	7,70	59	REGULAR
15,53	75	REGULAR/BOM	9,00	9	MUITO POBRE
17,03	63	REGULAR	9,62	11	MUITO POBRE
18,53	14	MUITO POBRE	11,00	19	MUITO POBRE
20,03	7	MUITO POBRE	14,00	48	POBRE
21,53	7	MUITO POBRE	15,50	39	POBRE
-	-	-	21,00	7	MUITO POBRE
MÉDIA	28,20	POBRE	MÉDIA	40,36	POBRE

De modo geral, a partir do RQD médio encontrado nos dois locais têm-se um RQD para o desemoque, calculado a partir da Equação (5):

$$RQD(\text{desemoque}) = \frac{28,20\% + 40,36\%}{2} = 34,28\% \quad (5)$$

A partir do resultado obtido entende-se que a qualidade da rocha é pobre. O maciço rochoso apresenta passagens com alto grau de fraturamento, variando entre F5 e F4 predominantemente.

Em ambos os pontos não foi identificada água após o período de 24 horas. Foi encontrado grande alternância de rocha alterada dura com rocha alterada mole, na região do teto do túnel com baixa cobertura em rocha sã.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho de conclusão de curso buscou a abordagem de diversos aspectos geológicos, geotécnicos e geomecânicos relacionados com a execução de escavações subterrâneas em maciços rochosos. Esta proposta foi concluída a partir do estudo de caso do Túnel Cacimba Cercada, com a análise das descontinuidades e classificações segundo o Índice RQD.

De maneira geral, o maciço rochoso analisado por meio das sondagens está inserido em uma área predominantemente de rocha pouco alterada, com locais de maior grau de alteração, passando a muito fraturada, esta última característica predominante ao longo do túnel. Os dados das investigações

(sondagens) não indicaram a presença de água que se torna um fator positivo pois não há uma força de percolação no maciço.

Em relação aos resultados, o emboque possui um RQD de 24,80%, classificado como muito pobre, evidenciado pelas fraturas presentes ao longo da profundidade. No meio do túnel, a qualidade do maciço mostra-se superior ao do emboque indicando um RQD de 57,84% sendo classificado como um maciço regular. E por fim no desemboque identificou-se um RQD de 34,28% definindo como um maciço de qualidade pobre. A partir da análise dos resultados das classificações, é evidente a necessidade de processos de estabilização do túnel, em relação a isso, as soluções mais indicadas são as que consistem na melhor relação custo/benefício, o que significa priorizar a utilização de parte dos recursos (mão de obra, materiais e equipamentos) da própria região. Destaca-se como formas de estabilização o uso de tirantes, telas metálicas, concreto projetado, a utilização de cambotas metálicas, campanhas de enfilagens, *jet grouting*, pregagem, entre outras técnicas que podem ser empregadas para evitar possíveis deslocamentos.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a Odebrecht Engenharia pela participação e desenvolvimento do trabalho no Canal Adutor do Sertão Alagoano.

REFERÊNCIAS

- [1] ALMEIDA, C. M. (2018). **Relatório Técnico da Escavação do Túnel Cacimba Cercada - NU-08-1302-RT-ATO-101-01**. Núcleo Projetos e Consultora. São Paulo.
- [2] Bell, F. (2007). *Engineering Geology*, Second edition. Elsevier.
- [3] BIENIAWSKI, Z. T. (1989). **Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering**. Interscience, John Wiley & Sons, New York, 272 pp.
- [4] CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. 2009. Mapa Geológico da Folha Arapiraca – SC.24-X-D em escala 1:250.000.
- [5] DEERE, D.U.; HENDRON A.J.; PATTON F.D.; CORDING E.J. (1964). **Design of surface and near surface construction in rock**. In: Fairhurst C., (ed.), *Failure and breakage of rock, proceedings 8th U.S. symposium rock mechanics*. Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrol. Engrs. pp. 237-302.
- [6] DEERE, D. U. (1968) **Geologic Considerations**. In.: AUTOR, *Rock Mechanics in Engineering Practice*, New York: Editora, 1968. p. 1-20.
- [7] DEERE, D.U., DEERE, D.W. (1988) **The rock quality designation (RQD) index in practice**. In: *Rock classification system for engineering purposes*, ASTM. Philadelphia, 1988.p. 91-101.
- [8] GONÇALVES, C. F. F. (2016). **Caracterização e classificação geomecânica de taludes rochosos: aplicação a caso de estudo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade da Madeira, Portugal.
- [9] HOEK, e., BROWN, E. T. (1980). **Underground excavations in rock**. Institution of Mining and Metallurgy, London, 243 p.
- [10] Madureira, M. M. B. (2012). **Geotecnia dos túneis do maciço de Paranhos: avaliação hidrogeomecânica exploratória**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente) apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- [11] NETO, E. P. (2007). **Estudo geológico e geomecânico em antigas explorações mineiras: o caso da mina das Azeleiras**. Dissertação (Mestrado em Minerais e Rochas Industriais – Área de Georecursos) – Universidade de Aveiro – Departamento de Geociências.
- [12] NOVAIS, W. M. (2017). **Geostatística e modelagem numérica aplicada à classificação de maciço rochoso pelo sistema RMR: barragem de Itaipu**. Dissertação (Mestrado em Geociências) apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geociências: Recursos Minerais e Hidrogeologia da Universidade de São Paulo.
- [13] OLIVEIRA, A. M. S. (1998). **Geologia de Engenharia**. ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental.

EVALUATION OF THE BICOMPONENT WITH DIFFERENT TYPES OF CEMENT

José Rafael Acuña

Civil Engineer, Caracas, Venezuela

Summary: The progressive increase in the construction of tunnels in urban environments generally introduces alterations in the initial state of the terrain, which leads to the generation of movements in the areas relatively close to the excavation and the filling of the annular space establishes the tension balance of the terrain. The main objective of this study is to present a comparison in the behavior of the backfilling the annular space using different types of cement, using a mixture called Bicomponent, component "A" is composed of (water, cement, bentonite and stabilizing additives) and component "B" is an accelerator additive compound. Ground mixtures made with different types of cement show variations in their physical properties such as: Viscosity; Density; Gel formation time; Resistance to Penetration in Hours and Resistance to compression hours/days). This study allows us, to better understand that the physical properties of the Bicomponent may influence when defining the physical control parameters of the annular space filling. These Bicomponent control parameters must be in accordance with the behavior of the deformations and the internal balance of the excavated ground that occur when mechanized excavations are carried out using TBM-type tunnel boring machines in urban environments

1 INTRODUCTION

The use of mechanized excavation equipment Tunnel boring machines has been increasingly established in recent times for the execution of tunnels for various uses: railways, hydraulics, roads and services. The use of this type of technology was developed mainly in urban environments, because of the advantages it brings in terms of the lower impact on interferences in urban areas.

For geometrical reasons, the excavation mechanized with a tunnel boring machine leaves an annular space with a thickness of between 7 and 18 cm [1] between the extrados of the ring formed by voussoirs and the perimeter of the excavation. This space must be filled immediately to give support to the ring, in itself a multi-articulated structure that by its own weight will rest on the walls of the excavation as it is not soon embedded in the ground. In addition, in the case of unstable terrain, the filling prevents the uncontrolled deformation of the excavation perimeter that could generate undesirable surface seats and the appearance of concentrated and asymmetric loads that the ring would not tolerate.

Depending on the type of tunnel boring machine, the injection can be subdivided into three categories according to what is established by EFNARC "Specification and Guidelines for the use of specialist products for Soft Ground Tunneling: Active Mortars; Semi - inert mortars; Inert mortars; Gravels with subsequent injection of cement grout or sand and cement. [2]

The selection of the type of grout to fill the space between the excavated tunnel and the prefabricated lining of the tunnel depends on many factors that are analyzed from the conception of the project and the selection of the TBM excavation equipment. According to EFNARC "Specification and Guidelines for the use of specialist products for Soft Ground Tunneling: Active Mortars; Semi-inert mortars; Inert Mortars; Gravel with subsequent injection of cement grouts or sand and cement mortar [2]. This procedure has been successfully used in different projects such as: Ecuador: Line 1 of the Quito Metro (2016-2018); Spain: Bolaños twin tunnels of the AVE Line to Galicia; Venezuela: Line 2 of Metro Los Teques (since 2009), Netherlands: Rotterdam: Boltektunnel (1999-2000); Italy: Metrobus Brescia (until 2008); Brazil: Sao Paulo Metro Line 4 and 5 (2008 - 2013); Panama: Bahia Sanitation Tunnel (2011 - 2012) and Line 1 Panama Metro (2012 - 2013) among others.

The Bicomponent grout has been used successfully in TBM type tunnel boring machines such as: pressurized shields, not pressurized either double shield or a single shield, they are still essential and the use of bicomponent grout in projects with sections of rocky massifs or soft soils of extreme difficulty to achieve the progress of the project. Well, when it is necessary to resort to these types of shields, the two-component system is the best technical solution existing to date, to solve the incidents due to the influx of significant waters, which make it impossible to achieve the waterproof coating.

The benefits of the two-component group is a stable material until the moment of its application, which is quickly reactive after its application. Normally it is an extremely fluid group, stable in terms of segregation and exudation and with the advantage of remaining for a long period of time stable. This group receives its second component just before its injection and enters the "gap" simultaneously through the injection line of the shield thus giving a support to the prefabricated concrete element immediately and in a matter of seconds it is transformed from a liquid state to a gelatinous material and with the hydration reactions initiated. The proportions and characteristics of the components of the two-component grout, it is possible to regulate the hardening time of the mixture and adapt them to different soil conditions, such as strong convergences or subsidence and even the presence of water. The great advantage of the two-component grout is the possibility of transport and placement over long distances, they are much easier and faster than traditional mortars, requiring simpler plants and pumps, with less maintenance demand and with much less possibility of line jams.

1.1 THE COMPONENT "A"

The Component A is a slurry of cement, bentonite, water and a stabilizer or retardant, which are mixed in high-speed equipment, the approximate proportions are the following, with respect to the total weight:

- Cement; 28% ($\pm 2\%$).
- Sodium Bentonite; 5% ($\pm 1\%$).
- Water; 70% ($\pm 5\%$).
- Stabilizer / Retardant: 0.5% to 1% ($\pm 1\%$).

We can say that any type of cement can be used to inject, however cements with a relatively large particle size can only be used for large joints. Two important parameters that govern the penetrating capacity of cement are the size of the particle and the size distribution of the particle.

From the point of view of the injections, the materials will have the following basic properties:

- A very milled cement, the size of the particle is smaller, it mixes more with the water than a thicker cement. The risk of separation of water in a suspension created with fine cement is therefore less and the annular space remains completely full.
- Finer cements have a faster hydration and a greater final resistance. The finer cements provide better penetration in cracks. The advantage is only evident if the mixing process is efficient enough to separate the individual and hydrated particles.
- In a pure suspension of cement and water, there is a tendency to flocculate particles after mixing, especially with finer cements, which is counterproductive. It is commonly said that the minor injectable fineness is approximately 3 times the maximum particle size (including the floccules size). For standard cement, this ranges from 10 microns to less than 0.30 microns.
- Bentonite has traditionally been used routinely in combination with cement for slurries in soils and rocks; the reason for this has been the marked tendency to separate the standard cement in suspension with water, increased by the normal use of the ratio $a/c < 1.0$. Bentonite can be used to reduce the separation in the slurries; a standard dosage of 3 to 5% of the weight of the cement has a strong stabilizing effect. When the bentonite is mixed with cement and water, a chemical change occurs from sodium bentonite to calcium bentonite, which causes the mixture to flocculate. Bentonite is a volcanic ash clay whose main mineral is montmorillonite. There are two types:
 - Sodium - Bentonite (Na-).
 - Calcium - Bentonite (Ca-).

Sodium bentonite is mainly used as an additive in cement slurries because it increases its volume 10 to 25 times when mixed in water. The particles absorb water on their surface, thus stabilizing the slurry, preventing the sedimentation of the compound and stabilizing, therefore the fluid.

The bentonite have been used with the methods of grout and traditional materials, however, the combination with micro cement is not necessary and its use entails problems. One reason is that the typical d₉₅ of the clay is approximately 60 µm; that is to say, two or three times greater, in relation to the good micro cements, reducing then the penetration that a determined cement can obtain. The shape of the particles is also a negative characteristic in this sense

1.2 THE COMPONENT "B"

Is a chemical additive Sodium Silicate at 95% concentration allows to alter the rheological properties of the bicomponent grout, and is dosed separately as a percentage of the weight of the total volume of component "A". The additive "accelerator" has the following properties:

- Modify the liquid consistency of component "A" until it is practically left with a gel, with great thixotropy.
- It accelerates the setting of the component "A" with which you have injected.
- Both the modification of the consistency and the effect it produces as a setting accelerant can be controlled by means of the dosage of the product.
- The dosages also make it possible to regulate the desirable initial resistances.

This property of the accelerator additive is fundamental for the application within the tunnel dug with TBM, so that the main action of the accelerator in the two-component grout is not to accelerate the hydration reaction of the cement but to instantly change the rheology of the mixture, drastically increasing its viscosity and transforming the mixture from a pseudo-plastic fluid to a semi-solid one in second, that becomes solid in minutes. After a sudden change of viscosity in the mixture, the saturation of some ions from the accelerator acts by interfering with the hydration controller, reducing its effect and initiating the process of hydration of the cement, although slowly, therefore, the gain of resistance is increased in seconds. It is important to note that the accelerator additive used in the preparation of the bicomponent grout must be based on Sodium Silicate. These additives are used exclusively in bicomponent grouts for TBM type tunnel boring machines.

To achieve a homogeneous mixing of component "A" and similar to that used by the industrial mixing system used by TBM tunnel boring machines. It was used in the construction laboratory, a mixer of high revolutions of approximately 4500 rpm (industrial drill with mixing paddle). A continuous and synchronized sequence must be maintained at the time of adding the raw materials, to guarantee the good behavior of the mixture. On the one hand to prepare the component "A" : the water and bentonite mixed by a drill of high revolutions are placed to carry out its hydration, this type of mixing at high revolutions allows to break the molecule of the bentonite and hydrate easily during the mixing, once hydrated the bentonite is added the cement, once the mixture is homogeneous, the retardant or stabilizer additive is added, the latter must be placed at the end of the process to ensure its effectiveness and durability of the mixture.

In TBM tunnel boring machines once the component "A" grout bicomponent is homogeneous it is injected through the injection system, this injection process is carried out in an independent injection line for the component "A" and to fill the back of the ring and at the same time by separate lines the component "B" additive accelerator sodium silicate is injected as the tail shield comes out and they are mixed in the trasdós forming the gel. In the construction laboratory, the mixing process is carried out manually by mixing the component "A" + the component "B" until the gel formation is appreciated, measuring the time it takes for the gel to form and then proceeding to fill the test molds.

The functions of the injection of slurry in suspension can be summarized in the following points:

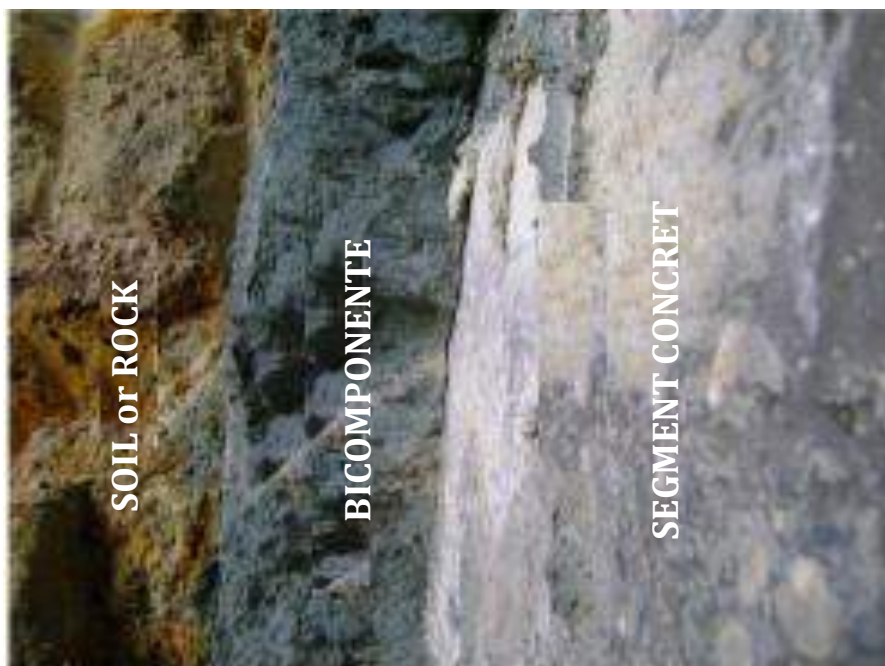


Figure 1 - Diagram of the annular space, space between the tunnel dug with TBM and the prefabricated filling cladding

- Stabilization of the last installed ring as it leaves the tail shield.
- Grant the rings an early confinement before deformations of the same.
- Support the loads transmitted by the weight of the back-up of the tunnel boring machine to the grout (young age).

1.3 PROPERTIES OF THE BICOMPONENT

The initial properties of the slurry in suspension define the coating in great quantity. In these cases the behavior of the bicomponent helps, the structure of the gel that acquires within the first seconds (5 to 15 sec). Contributing from the beginning a greater confinement of the ring and a lower risk of floating the ring. The main physical properties of the bicomponent, are generally within parameters no yet standardized, that are summarized in the following table [3]:

COMPONENT "A"	UNIT	PARAMETER
Density	(kg/l)	1,170 - 1,275
Viscosity Marsh Cone - Fluency	(seg)	30" - 45"
Exudation - Stability-Decantation 3 hours	(%)	< 3%
Exudation - Stability - Decantation 24 hours	(%)	< 10%
Stabilization or Retardation	(days)	3
COMPONENT "B" <i>(Accelerant - Sodium Silicate)</i>	(%)	6% ($\pm 1\%$)

Table 1 - Parameters Bicomponent

BICOMPONENT "A+B"	UNIT	PARAMETER
Gel Time	(seg)	5" - 15"

Resistance to Penetration 1 hour (orientate)	(MPa)	$f_{c\ 1h} > 0.10$
Resistance to Penetration 3 hours (orientate)	(MPa)	$f_{c\ 3h} > 0.30$
Resistance to Compression 24 Hours	(MPa)	$f_{c\ 24h} > 0.40$
Resistance to Compression 7 days (orientate)	(MPa)	$f_{c\ 7d} > 1.0$
Resistance to Compression 28 days (orientate)	(MPa)	$f_{c\ 28d} > 1.5$

Table 2 - Physical Properties Bicomponent (A+B)

The properties, especially the gelling time and the resistance at young ages, strongly depend on the concentration of the component B accelerator additive. Short gelling times are considered favorable, since it reduces exudation and ensures an early resistance of the injected bicomponent.

Resistance to young ages, is required to ensure the ring a good support and confinement when leaving the tail shield to withstand the loads of the back-up.

That is why the requirement of resistance to compression of long-term (mature age) at 28 days are guiding values, although a resistance to compression must be guaranteed, the most important resistance to guarantee, is the resistance to ages young because it is precisely in the initial hours after the installation of the ring, when most of the deformations occur.

1.4 STUDY CARRIED IN THE LABORATORY

For the study carried out in the laboratory, a sampling of 30 tests was carried out for each type of cement, taking as a reference the dosages used in the Quito Metro Line 1 Project [5], belowwe present the different types of cement used: [4]:

- Portland Type I (Normal, commonly used)
- Portland Type III (High Initial Strength)
- Portland Type CPC40 (Cement Composite) with fast setting high initial resistance.
- Portland Type CPS (cement with Calcium Filler) Portland cement with low tricalcium aluminate content, less susceptible to the action of sulphates dissolved in the ground or in the water contained in it.
- Cement Type HE (Cement with additions) of high initial resistances.
- Cement CEM III / B 32.5N / SR cement with blast furnace slag.

<i>Mixing Proportions</i>				
<i>Water (kg/m³)</i>	<i>Cement (kg/m³)</i>	<i>Bentonite (kg/m³)</i>	<i>Retardant (Kg/m³)</i>	<i>Accelerant (kg/m³)</i>
800 - 840	230 - 350	20 - 60	4 - 6	40 - 120

Table 3 - Backfill Mix Proportions

Below, we present a summary of the results of the tests obtained in the laboratory, in which we can graphically appreciate the behavior of the physical properties of the bicomponent for each type of cement:

In Figure 2, we can see the results of the tests carried out on the different types of cement used in laboratory tests in the formation of gel, this test consists of measuring the time it takes to transform the liquid mixture "component A" by adding the accelerator additive "component B" in plastic state. The

results range from 6.1 (seg) which corresponds to a rapid reaction to 96 (seg) which corresponds to a very slow reaction



Figure 2 - The following graph shows the Evaluation of the Gel Formation Time in the backfill.

In Figure 3, we can see the results of the tests carried out on the different types of cement used in laboratory tests to measure the resistance to penetration at a young age of 1 hour, this test consists of measuring the resistance to penetration that reaches in 1 hour the bicomponent grout once the liquid mixture "component A" is made by adding the accelerator additive "component B". The results range from 0.03 (MPa) which corresponds to a low penetration resistance to 0.36 (MPa) which corresponds to a very good penetration resistance.

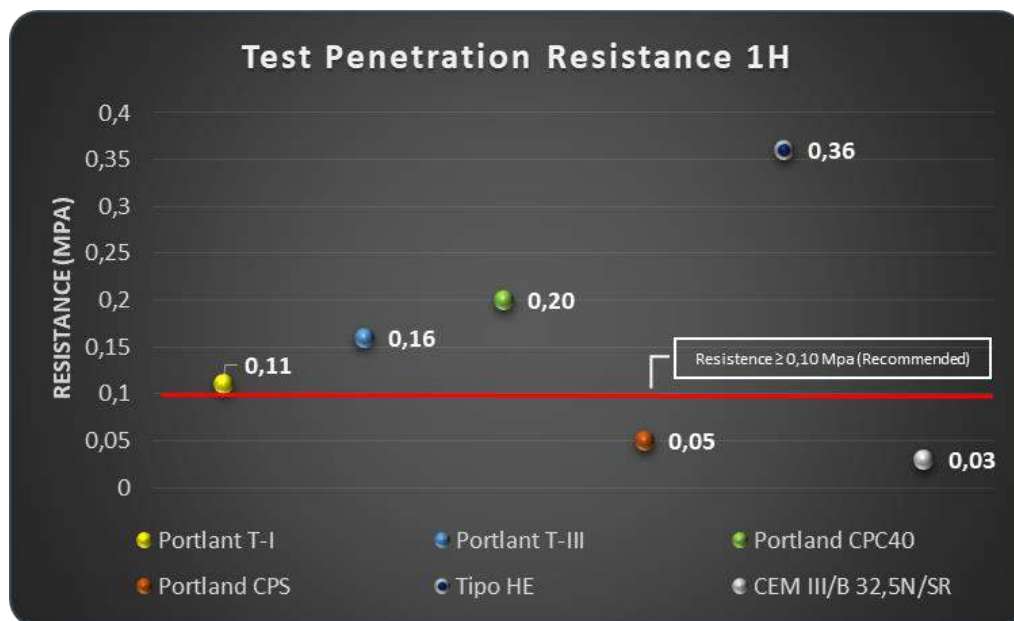


Figure 3 - Penetration Resistance Test of the grout Bicomponponent filler at 1 hour.

In Figure 4, we can see the results of the tests carried out on the different types of cement used in laboratory tests to measure the resistance to penetration in a young age of 3 hours, this test consists of measuring the resistance to penetration that reaches in 3 hours the bicomponent grout once the liquid

mixture "component A" is made by adding the accelerator additive "component B". We can see how resistance increases as time passes. The results range from 0.07 (MPa) which corresponds to a low penetration resistance to 0.47 (MPa) which corresponds to a very good penetration resistance.

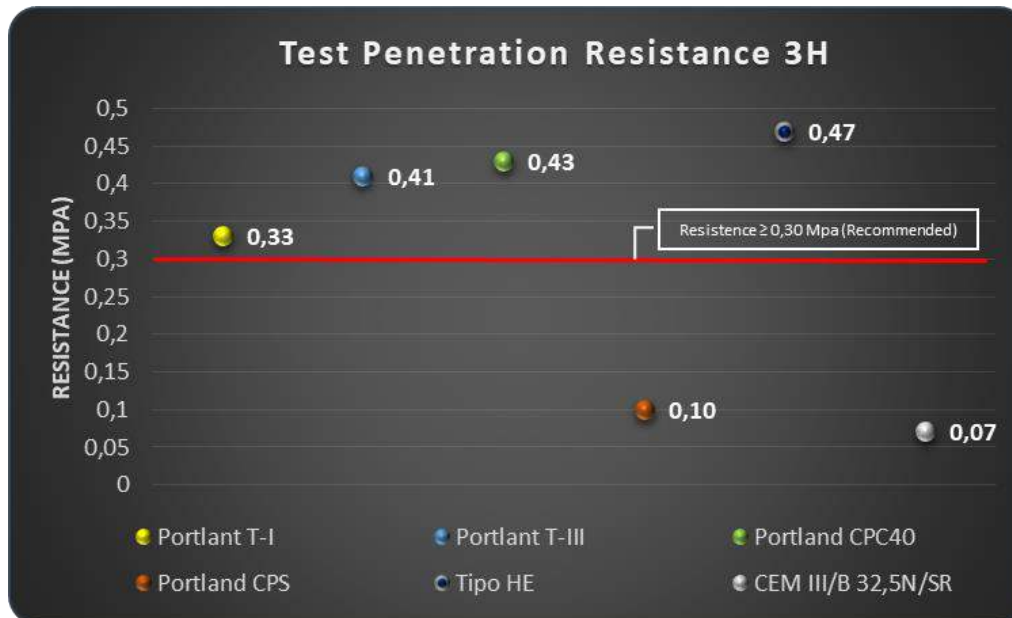


Figure 4 - Penetration Resistance Test of the grout Bicomponent filler at 3 hours.

In Figure 5, we can see the results of the tests carried out on the different types of cement used in laboratory tests to measure the compressive strength in a young age of 24 hours, this test consists of measuring the compressive strength in cubes 2 "x2" that reaches in 24 hours the bicomponent grout once the liquid mixture "component A" is made by adding the accelerator additive "component B". We can see how resistance increases as time passes. The results range from 0.42 (MPa) which corresponds to a compressive strength, to 0.95 (MPa) which corresponds to a very good compressive strength.

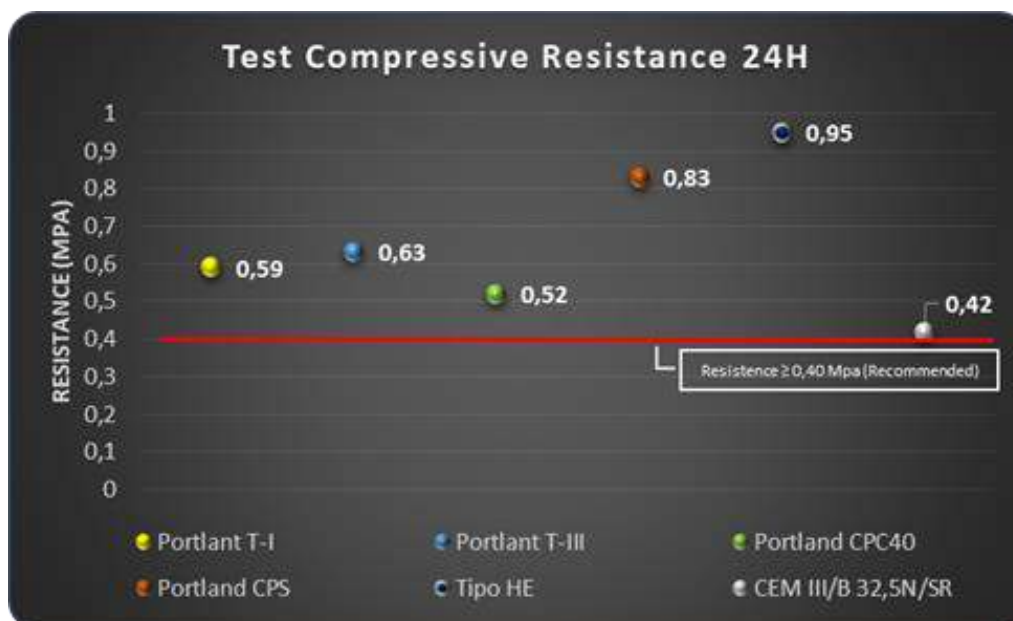


Figure 5 - Test of the Resistance to compression of the grout Bicomponent filler to 24 hours.

In Figure 6, we can see the results of the tests carried out on the different types of cement used in laboratory tests to measure the compressive strength in age of 7 days, this test consists of measuring the compressive strength in cubes 2"x2" that reaches in 7 days the bicomponent grout once the liquid

mixture "component A" is made by adding the accelerator additive "component B". We can see how resistance increases as time passes. The results range from 0.63 (MPa) which corresponds to a compressive strength, to 2.28 (MPa) which corresponds to a very good compressive strength.

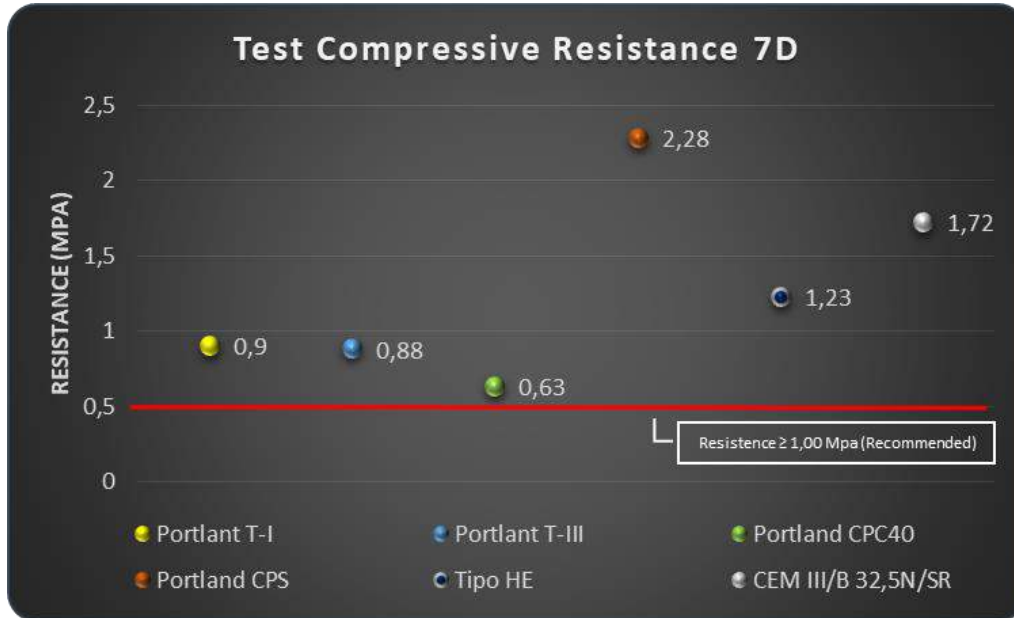


Figure 6 - Test of the Resistance to compression of the grout Bicomponent of filling to 7 days.

In Figure 7, we can see the results of the tests carried out on the different types of cement used in laboratory tests to measure the compressive strength in age of 28 days, this test consists of measuring the compressive strength in cubes 2 "x2" that reaches in 28 days the bicomponent grout once the liquid mixture "component A" is made by adding the accelerator additive "component B". We can see how resistance increases as time passes. The results range from 0.77 (MPa) which corresponds to a compressive strength, to 5.66 (MPa) which corresponds to a very good compressive strength.

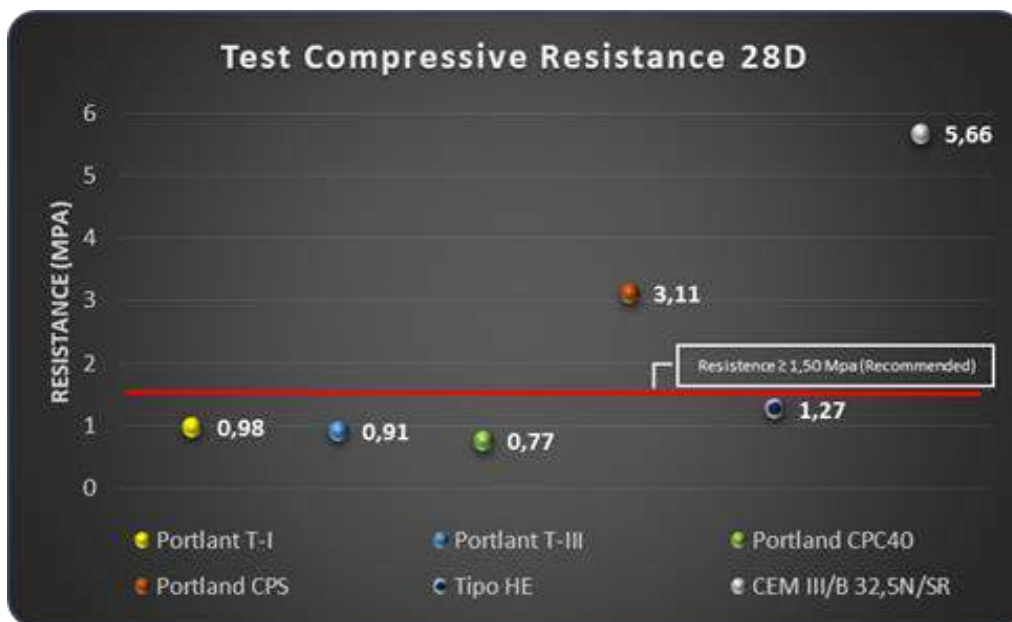


Figure 7 - Test of the Resistance to compression of the grout Bicomponente of filling to 28 days.

2 CONCLUSIONS

The use of bicomponent in the excavations of tunnels excavated with tunneling machines represents today the state of the art in the matter. The most important properties to demand of the bicomponent, is the gelation time and the resistance at early ages to compression.

1. **Cement Type I Portland; Type III; CPC 40 and Type HE.** The formation structure of the gel are lower and have high initial resistance, guaranteeing resistance at young ages (hours), developing at the age of 24 hours a resistance that meets specifications and with the development of mild resistance at mature ages (days). These types of cements are more suitable for underground works with unstable soils and more water.
2. **Cement Type CPS (Portland Cement with Calcium Filler), CP40 ARS (Calcium Filler / Slag).** The formation time of the gel structure are slightly longer and the development of resistance at young ages (1 and 3 hours) are very low, developing at the age of 24 hours a resistance that meets the specifications, the best development of resistance it is at mature ages (7 and 28 days) with better development of resistance at mature ages (7 and 28 days). These types of cements are more suitable for underground works with very stable soils and moderate presence of water.
3. **Cement Type CEM III / B 32.5N / SR (Blast Furnace Slag Cement).** The formation time of the gel structure is very long and the development of resistance at young ages (1 and 3 Hours) are very low, developing at the age of 24 hours a resistance that meets the specifications, the best resistance development is for mature ages (7 and 28 days). These types of cements are more suitable for underground works with very stable land and without the presence of water.
4. Short gelling times and high initial resistance are considered favorable for unstable soils with a strong presence of water.
5. The long or very high times of formation of the gel structure and the delay in the development of resistance at young ages, can entail the risk of being washed by water flows that could exist in the backyard, these cements are ideal to be used excavations on stable lands without the presence of water flows.
6. The durability of the bi-component in the annular space is guaranteed by the humidity conditions present in the ground (even more so when digging tunnels below the water table), the bicomponent will remain stable forever. That is why it is essential that the soil maintains its natural moisture.

REFERENCES

- [1] THEWES, M., and BUDACH, C. 2009, **Grouting of the annular gap in shield tunneling - An important factor for minimization of settlements and production performance**, Proceeding of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2009 "Safe Tunneling for the City and Environment", Budapest, 23-28 May 2009
- [2] EFNARC, 2005, **Specification and Guidelines for the use of specialist products for Mechanish Tunneling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock.**
- [3] MAIDL TUNNELCONSULTANTS, 2013, **Metro de Quito Linea 1**; Advisory Report for two-component mortar mix.
- [4] STEVEN H. KOSMATHA; BEATRIX KERKHOFF; WILLIAM C. PANARESE; JUSSARA TANESI, 2004, **Design and Control of Concrete Mixtures**, Portland Cement Associattion.
- [5] ACUNA, JOSE RAFAEL, 2018 "Tests carried out in the work Laboratory of the Quito Metro Line 1".

GERENCIAMENTO DE RISCO EM UM PROJETO DE OBRA DE INFRAESTRUTURA: UM ESTUDO DE CASO

L.S. Atanasio

Infra7 Engenharia – Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), SP, Brasil

M. J. X. Belem

PECEGE – Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil

Resumo: A gestão de riscos em obras de infraestrutura, devido ao elevado grau de incerteza, que caracteriza esse tipo de construção, é cada vez mais exigida devido aos inúmeros riscos associados e que podem sujeitá-la a problemas como estabilidade da construção e, conseqüentemente, sua segurança, produtividade, qualidade e orçamento. Considerando a crise econômica crescente em nível mundial que afeta o setor de construção civil, as empresas se vêm obrigadas a adotar políticas de planejamento rigorosas quanto aos custos e prazos. Para tal, torna-se indispensável a adoção de metodologias de gestão de riscos, que surgem como ferramentas relevantes para a identificação, classificação, estudo e mitigação das incertezas, promovendo instrumentos de controles, importantes para evitar possíveis desvios, sejam de natureza técnica quanto de natureza econômica, garantindo a qualidade da obra como um todo. Esse trabalho tem como objetivo a implantação de ferramentas de gerenciamento de riscos em um projeto real do setor de obras de infraestrutura. Para isso, foram realizadas análises de documentos, entrevista com equipe técnica e gestores, seguida de identificação, análise qualitativa e quantitativa dos riscos, proposição de respostas aos riscos, e sugestão de ferramentas de controle e monitoramento. Foram adaptadas ferramentas sugeridas pelo “Project Management Institute [PMI]”, de maneira que permitisse constatar e alcançar um bom nível de detalhamento e compreensão do projeto por meio do gerenciamento dos riscos, sendo possível mensurar, analisar e propor medidas de resposta para cada evento de risco identificado, possibilitando uma maior segurança ao empreendimento e ferramentas para a tomada de decisão dos “stakeholders”.

1 INTRODUÇÃO

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 (COVELLO, 2017); são comumente 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 (LAGE, 2017). Devido à crise econômica crescente, em especial no 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, dispendo de uma ferramenta para a tomada de decisão. De acordo com Napolitano e Rabechini Jr. (2015) 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, um projeto sem incerteza e, portanto, sem risco não existe. Dessa forma, o gerenciamento de riscos precisa ser tratado no mercado da construção civil cada vez mais competitivo e com rápido avanço das tecnologias, 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 que se observa é que em diversas empresas, em especial no ramo da construção civil, a gestão de riscos é subestimada por gestores em geral, que preferem trabalhar dentro de cenários otimistas preferindo ignorar imprevistos e incertezas e aplicando a resolução de problemas quando acontecem, com a política conhecida popularmente como “apagar fogo”. 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 é 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.

1.1 MATERIAL E MÉTODO

Essa pesquisa, segundo os conceitos de Turrioni e Mello (2012), pode ser classificada como pesquisa aplicada com objetivo exploratória. 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. Para isso foi realizado levantamento bibliográfico, entrevistas com equipe técnica e gestores. Por meio de um estudo de caso, a pesquisa visa proporcionar com uma abordagem quantitativa e qualitativa os resultados obtidos.

O estudo de caso analisou um projeto de obra de infraestrutura do estado de São Paulo, ainda em construção 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. Considerando a influência dos riscos à viabilidade econômica envolvido no setor e frente a atual situação do país, sobretudo, crise política, econômica e da pandemia de Coronavírus (COVID-19), se fez necessário um ostensivo gerenciamento de riscos para a manutenção das atividades.

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, custo e qualidade, está diretamente relacionado com a implementação adequada de práticas de gerenciamento de risco (RABECHINI JR. e CARVALHO, 2012).

A metodologia deste trabalho está embasada nas etapas centrais de gerenciamento de riscos sequenciados da seguinte na Figura 1.



Figura 1 - Processo de gestão de riscos

Esse estudo considerou as informações disponibilizadas pela empresa referente a análise de gestão de riscos feita para a viabilidade econômica do projeto. A seguir, são apresentadas as ferramentas utilizadas para o processo de gestão de riscos, esquematizado na Figura 2.



Figura 2 - Ferramentas utilizadas no processo de gestão de riscos

2 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir das reuniões de “brainstorming” com equipe técnica, elaborou-se uma matriz SWOT adaptada, apresentando apenas fatores negativos sendo subdivididos entre riscos gerenciais e operacionais, externos e internos, apresentada na Tabela 01, 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 1 - Matriz SWOT obtida

Fatores Negativos		
	Riscos externos	Riscos internos
Riscos gerenciais	Instabilidade do ramo da construção civil Mercado financeiro Legislação Constantes mudanças Economia Cronograma	Processos Reputação e relacionamento Documentação técnica Financeiros
Riscos operacionais	Tecnologia	Aspecto técnicos Mão de obra Execução e operação Aspectos Ambientais

Com base nos fatores negativos abordados, verificou-se tanto no cenário externo quanto internos, diversos aspectos ligados aos riscos gerenciais e operacionais, observa-se que os riscos externos são amplamente citados pela equipe especializada, principalmente pela crise econômica causada pela pandemia do Coronavírus (COVID-19).

Identificando os riscos, observou-se que o projeto estava suscetível a diversas ameaças tanto internas quanto externas, de acordo com Napolitano e Rabechini Jr. (2015), a identificação dos riscos exerce influência sobre estrutura das decisões tomadas em projetos, e por tanto melhora a visão do projeto como um todo.

A partir dos fatores negativos abordados, foram identificados 47 riscos, apresentados em Apêndices. Para iniciar o processo de classificação foram estabelecidas as prioridades dos 47 riscos identificados.

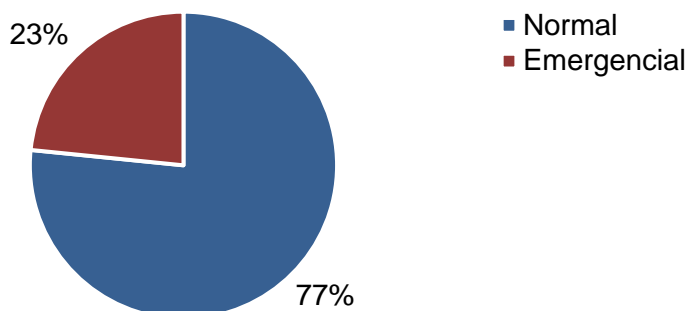


Figura 3 - Priorização dos riscos

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 4 e 5, respectivamente.

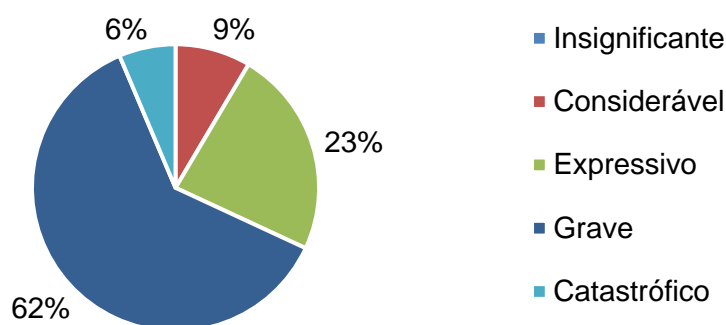


Figura 4 - Gravidade

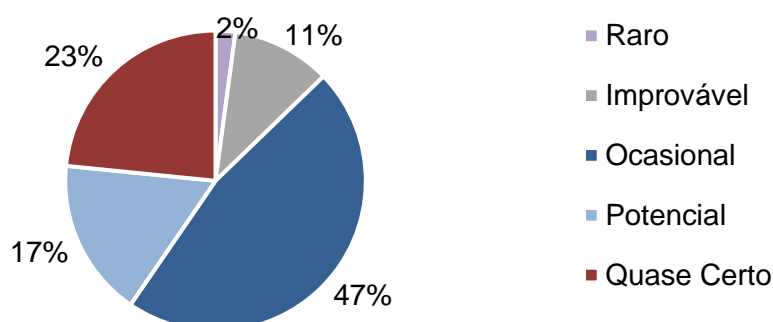


Figura 5 - Probabilidade

Percebe-se, analisando as Figuras 04 e 05 que a classificação dos riscos quanto sua gravidade e probabilidade que o projeto se encontra em um cenário desafiador, pois a maioria dos riscos quanto a sua gravidade se enquadram como grave, 62%.

Já a classificação dos riscos quanto a sua probabilidade de ocorrência, percebe-se que apesar de quase a metade, 47%, dos riscos serem alocados em ocasionais, o que implicaria em um cenário mais favorável

para a equipe de projeto, observa-se que os riscos alocados em potencial e quase certo, somados, apontam 40% dos riscos, apontando então um cenário desafiador para a equipe de projeto.

Com a classificação dos riscos e priorizando os mesmos de acordo com o grau de gravidade e impacto no projeto, o presente trabalho vai de encontro com o que explicita Napolitano e Rabechini Jr. (2015), que o impacto da tomada de decisão do projeto passa diretamente pela identificação dos riscos e o processo de estruturação das decisões tomadas, ou seja, com menos informações pode-se tomar decisões errôneas, e com mais informações quanto aos riscos do projeto, pode-se levar em estruturação das tomadas de decisões também mais estruturas e assertivas.

Com as informações de gravidade e probabilidade, e cruzando-as pôde-se definir o grau dos riscos conforme ilustra a Figura 6.

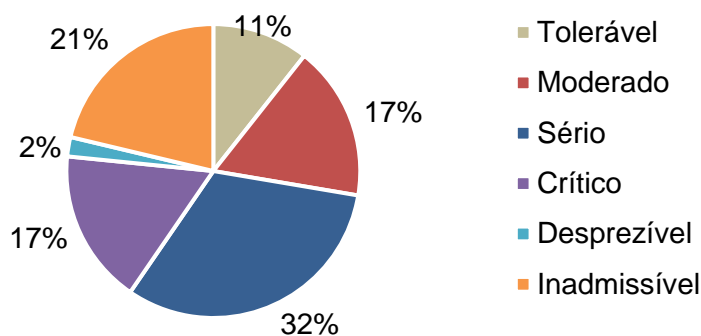


Figura 6 - Grau dos riscos

Conforme previsto, analisando anteriormente os gráficos de gravidade e probabilidade, pode-se observar que quanto ao grau dos riscos o projeto se encontra em um cenário não muito favorável, pois a maioria dos riscos foram alocados em sério, 32%, o que por si só já implicaria no cenário citado, porém com a análise e somatória dos riscos críticos e inadmissíveis são, 38%, deixando o cenário da situação do projeto ainda mais crítico.

Nessa etapa foi verificado no projeto que se não houvesse o gerenciamento dos riscos, estaria suscetível a diversas ameaças de grande impacto no prazo e qualidade levando a um impacto também financeiro.

Com as informações consolidadas quanto a probabilidade, gravidade e grau dos riscos, pode-se elaborar as respostas aos mesmos, de acordo com os controles existentes, pode-se então assumir, mitigar ou ainda eliminar os riscos negativos dependendo da análise de sua probabilidade de ocorrência e/ou sua gravidade, conforme ilustra a Figura 7.

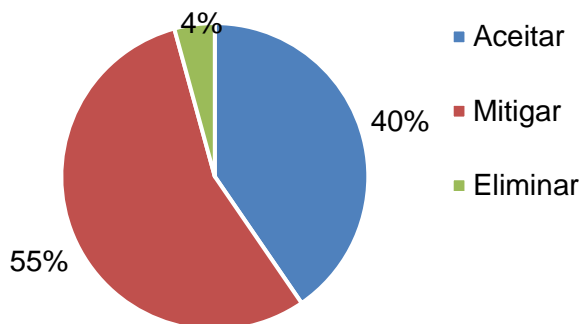


Figura 7 - Estratégia de resposta aos riscos

De acordo com a estratégia traçada com base em reuniões iterativas com equipe especializada, pode-se observar que para a maioria dos riscos foram elaboradas respostas para mitigar seus efeitos de ocorrência e/ou de gravidade, 55%, somando-se os 4% referente a eliminar, chega-se a 59% do total de riscos, consolidando-se como a maior parte da análise, contra 40% da estratégia de aceitar os riscos.

Após essa etapa, foram apresentados os resultados obtidos aos diretores da empresa, foi observado grande valor ao gerenciamento dos riscos, bem como a equipe de gestão de projetos, visto que com o resultado obtidos, os envolvidos sentiram mais segurança no projeto como um todo e mais informações para a tomada de decisão.

Após a implementação da estratégia de respostas aos riscos foi realizada uma nova classificação dos riscos quanto a sua gravidade e probabilidade de ocorrência, conforme ilustram as Figuras 8 e 9, respectivamente.

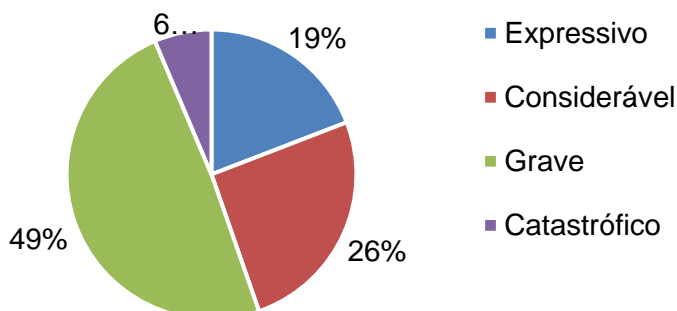


Figura 8 - Gravidade após implementação das respostas aos riscos

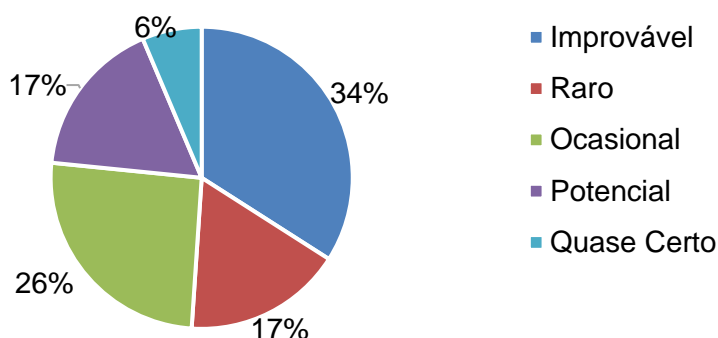


Figura 9 - Probabilidade após implementação das respostas aos riscos

Como esperado, após a implementação das respostas aos riscos houve melhora na classificação dos mesmos. Quanto sua gravidade, a maioria dos riscos ainda se enquadram como grave, porém em menor escala de porcentagem, 49%, contra 62% antes da implementação das respostas aos riscos, se analisar os riscos alocados como expressivos, também houve diminuição da escala de porcentagem, 19%, contra 23%.

Já a classificação dos riscos quanto a sua probabilidade de ocorrência, percebe-se que também houve uma melhora significativa, após a implementação de respostas aos riscos, 34% dos riscos foram classificados como improváveis, contra 11% antes da implementação, já os classificados como ocasionais houve significativa diminuição, de 47% para 26%.

Com as informações de gravidade e probabilidade após a implementação das respostas aos riscos, e relacionando-as pode-se definir os riscos residuais conforme ilustra a Figura 10. Esta etapa, foi uma inovação no ramo de gerenciamento dos riscos e equipe de gestão de projetos dentro da empresa, não havia monitoramento e controle após a aplicação das respostas aos riscos.

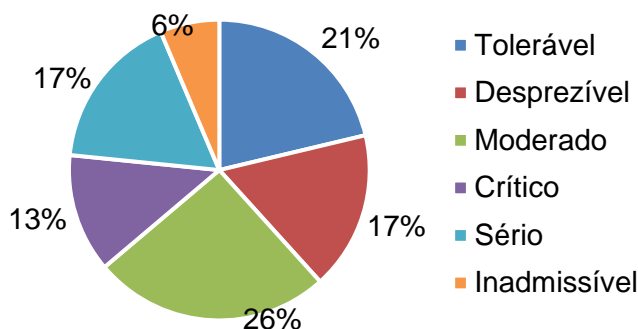


Figura 10 - Riscos residuais

Com base na análise dos riscos residuais percebeu-se que o cenário do projeto melhorou, o que influencia na segurança dos investidores, bem como ajuda na previsibilidade das ocorrências e consequências possíveis para a equipe de projeto, assim como explicita Napolitano e Rabechini Jr. (2015).

Apesar da somatória das classificações de moderado, desprezíveis e toleráveis serem de 64%, grande maioria, os riscos classificados como críticos, sérios e inadmissíveis devem ser monitorados e controlados.

3 CONCLUSÃO

O presente trabalho permitiu conceber um estudo teórico, bem como um estudo de caso da aplicação de técnicas de gerenciamento de riscos em um projeto de obra de infraestrutura com diversos riscos externos e internos, gerenciais e operacionais. A partir dos resultados obtidos, gráficos e discussões apresentadas, foi possível concluir que a implementação da estratégia de respostas aos riscos, concebida principalmente por meio de reuniões iterativas, garantiram maior segurança dos investidores e gerência por apresentar detalhamento dos riscos, suas respectivas probabilidades, gravidades, grau, respostas e possíveis riscos residuais e também traz segurança a equipe de projeto quanto ao monitoramento e controle devido ao conhecimento prévio dos riscos e sua influência no projeto como um todo. Portanto, percebe-se que é válida a efetiva gestão de riscos para este projeto onde o cenário se mostrava desafiador, com diversas incertezas que podem trazer prejuízos, principalmente financeiros ao projeto, elaborando-se uma estratégia de respostas aos riscos foi possível melhorar os processos e dar maior previsibilidade e segurança ao projeto. Considerando os riscos residuais, ainda assim, se faz necessário o ostensivo controle e monitoramento aos mesmos principalmente daqueles classificados como críticos, sérios e inadmissíveis. A presente pesquisa, além dos resultados obtidos e apresentados, apresentou uma metodologia e procedimentos inovadores para o gerenciamento de riscos para a empresa ligada a construção de infraestrutura, em especial, com a metodologia de riscos residuais, o que facilita o monitoramento e controle por parte de equipe especializada. Como sugestões para trabalhos futuros, a abordagem do monitoramento e controle dos riscos residuais após a conclusão do projeto, bem como o levantamento e considerações das oportunidades (riscos positivos) e sua contribuição no desempenho do projeto.

REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS [ABNT]. **NBR ISO 31000:2009 – Gestão de riscos – Princípios e diretrizes**. 1ed. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- [2] CARVALHO, M. M.; RABECHINI JR., R. 2018. **Fundamentos em gestão de projetos: construindo competências para gerenciar projetos**. 5ed. Atlas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- [3] COVELLO T.M. 2017. **Implantação de sistema de produção ritmada em obra de infraestrutura**. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil
- [4] LAGE R.R. 2017. **A construção pesada Brasileira**. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil
- [5] 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
- [6] PEREIRA M.A.A. 2019. **Gerenciamento de riscos em unidade de tratamento e gerenciamento desativada**. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil
- [7] PROJECT MANAGEMENT INSTITUTE [PMI]. 2017. **Um Guia do Conjunto de Conhecimentos em Gerenciamento de Projetos (Guia PMBOK)**. 6ed. Project Management Institute, Newtown, PA, USA
- [8] 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

4 APÊNDICES

4.1 APÊNDICE 01

CÓD.	NATUREZA DO RISCO	FATOR DO RISCO	AGENTE	ASPECTO DO RISCO	SITUAÇÕES EM QUE O ASPECTO OCORRE OU PODE OCORRER?	CONSEQUÊNCIAS
1	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	INDISPONIBILIDADE NO MERCADO	NA CONTRATAÇÃO DE INSUMOS, EQUIPAMENTOS OU PRESTADORES DE SERVIÇOS
2	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	FALTA DE COMPETITIVIDADE PELO FORNECEDOR	NA CONTRATAÇÃO DE INSUMOS, EQUIPAMENTOS OU PRESTADORES DE SERVIÇOS
3	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	NÃO ATENDIMENTO AOS CRITÉRIOS TÉCNICOS CONTRATADOS	NA CONTRATAÇÃO DE INSUMOS, EQUIPAMENTOS OU PRESTADORES DE SERVIÇOS
4	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	NÃO CUMPRIMENTO CONTRATUAL	NA ENTREGA DOS INSUMOS E NAS ATIVIDADES SUBCONTRATADAS
5	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	FALÊNCIA DO SUBCONTRATADO/ FORNECEDOR	NAS PRESTAÇÕES DE SERVIÇOS E/OU NOS FORNECEDORES DE INSUMOS
6	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	PARALISAÇÃO DAS ATIVIDADES POR FALTA DE INSUMOS E/OU POR SUBCONTRATADAS	NA ENTREGA DOS INSUMOS E NAS ATIVIDADES SUBCONTRATADAS
7	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	REGULAMENTOS E LEGISLAÇÕES	ALTERAÇÃO DA LEGISLAÇÃO VIGENTE	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO

8	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	MERCADO FINANCEIRO	AUMENTO NOS CUSTOS INICIAIS DO EMPREENDIMENTO	INSTABILIDADE ECONÔMICA DO PAÍS DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
9	OPERACIONAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	INCOMPATIBILIDADE ENTRE OS DOCUMENTOS TÉCNICOS RECEBIDOS	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
10	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	ATRASO NA LIBERAÇÃO DAS FRENTES DE SERVIÇO	EM PROJETOS QUE DEPENDEM DE DESVIOS DE TRÁFEGOS, REMOÇÕES DE INTERFERÊNCIAS DE TERCEIROS E CONDICIONANTES
11	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	ATRASO NA LIBERAÇÃO DAS FRENTES DE SERVIÇO	ATRASO E/OU NÃO LIBERAÇÃO DE FRENTES PARA TRABALHOS
12	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	ATRASO DE PAGAMENTO	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
13	GERENCIAL	TÉCNICOS	INTERNOS	COMPLEXIDADE E INTERFACES	ERRO NO PROCESSO EXECUTIVO	NAS EXECUÇÃO DAS FRENTES DE SERVIÇOS
14	OPERACIONAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	ERRO DE PROJETO	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
15	GERENCIAL	TÉCNICOS	INTERNOS	QUALIDADE	PRODUTO COM BAIXO DESEMPENHO	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
16	GERENCIAL	TÉCNICOS	INTERNOS	QUALIDADE	MATERIAL FORNECIDO PELO CLIENTE EM CONDIÇÕES INADEQUADAS	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
17	OPERACIONAL	ORGANIZACIONAL	INTERNOS	RECURSOS	ACIDENTE GRAVE COM MÃO DE OBRA E/OU EQUIPAMENTOS	NAS ATIVIDADES EXECUTIVAS
18	OPERACIONAL	ORGANIZACIONAL	INTERNOS	IMPACTO SOCIAL E AMBIENTAL	PERTURBAÇÃO AMBIENTAL NOS ENTORNOS	NOS DESVIOS DE TRÁFEGO E NAS ATIVIDADES
19	OPERACIONAL	ORGANIZACIONAL	INTERNOS	IMPACTO SOCIAL E AMBIENTAL	INCIDENTE AMBIENTAL	NAS ATIVIDADES EXECUTIVAS
20	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	PROBLEMAS EXECUTIVOS E OPERACIONAIS DOS POÇOS DE REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO	NO PROCESSO DE PERFURAÇÃO E NA OPERAÇÃO DOS POÇOS.
21	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	COLAPSO DE POÇOS E TÚNEIS	DURANTE AS ATIVIDADES DE ESCAVAÇÃO
22	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	RECALQUE E DEFORMAÇÕES ALÉM DO NÍVEL DE ALERTA	DURANTE A VIGÊNCIA DO CONTRATO
23	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	CONSTATAÇÃO DE FLUXO DE ÁGUA EM EXCESSO NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	DURANTE AS ATIVIDADES DE ESCAVAÇÃO
24	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	APARECIMENTO DE TRINCAS NO NÚCLEO CENTRAL DO TÚNEL	DURANTE AS ATIVIDADES DE ESCAVAÇÃO

25	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	APARECIMENTO DE TRINCAS NO REVESTIMENTO PRIMÁRIO	DURANTE AS ATIVIDADES DE ESCAVAÇÃO
26	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	QUEDA DE PÓRTICO E GRUA	DURANTE A VIGÊNCIA DO CONTRATO
27	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	QUEDA DE GUINDASTE	DURANTE A VIGÊNCIA DO CONTRATO
28	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	INCIDENTE NA VIA PERMANENTE	DURANTE AS ATIVIDADES COM A INTERFACE NA VIA PERMANENTE
29	GERENCIAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	SITUAÇÃO DOS SERVIÇOS EXECUTADOS PELOS CONTRATADOS ANTERIORES QUE SÃO IDENTIFICÁVEIS VISUALMENTE	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
30	GERENCIAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	SITUAÇÃO DOS SERVIÇOS EXECUTADOS PELOS CONTRATADOS ANTERIORES NÃO IDENTIFICADOS VISUALMENTE	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
31	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	FALTA DE DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE ALERTA DO SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO	DURANTE AS ATIVIDADES DE REBAIXAMENTO E ESCAVAÇÃO DE POÇOS E TÚNEIS
32	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	FALTA DE PROJETOS PARA A EXECUÇÃO DAS OBRAS DO CONTRATO	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
33	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	FALTA DE DEFINIÇÃO E DETALHES DO PROJETO DA TRAVESSIA DOS TÚNEIS NO CÔRREGO	INCOMPATIBILIDADE ENTRE O PROJETO DE INTERVENÇÃO NO CÔRREGO E O RELATÓRIO TÉCNICO DE ESTUDO GEOFÍSICO ATRAVÉS DA TÉCNICA SÍSMICA - MÉTODO DOWN HOLE (DH)
34	OPERACIONAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO INCOMPLETO	DURANTE A EXECUÇÃO DOS TÚNEIS
35	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	MOROSIDADE NA CONCLUSÃO DO PAGAMENTO TEMPESTIVO DE PREÇOS NOVOS	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
36	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	FALTA DE DISPONIBILIZAÇÃO DE DOCUMENTOS NO SISTEMA CONSTRUTIVO	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
37	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	FALTA DE CRONOGRAMA	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
38	OPERACIONAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	EXECUÇÃO DE SERVIÇOS NOVOS ALÉM DO LIMITE CONTRATUAL DE 25%	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
39	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	ALTERAÇÃO/REVISÃO DE PROJETOS SEM A DEVIDA ART	DURANTE O PERÍODO VIGENTE DO CONTRATO
40	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	FORNECEDOR ESPECIALIZADO / EXCLUSIVO	NA ENTREGA DOS INSUMOS E NAS ATIVIDADES SUBCONTRATADAS
41	GERENCIAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	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

42	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	ATRASSO 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
43	OPERACIONAL	GERENCIAMENTO DO PROJETO	INTERNOS	OPERACIONAL	INDEFINIÇÃO QUANTO AOS PROCEDIMENTOS PARA DESTINAÇÃO DE SOLO COM POTENCIAL DE CONTAMINAÇÃO	DURANTE AS ATIVIDADES DE ESCAVAÇÃO
44	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	INCOMPATIBILIDADE, ERRO E OMISSÃO NO PROJETO	DURANTE A EXECUÇÃO DA ESTAÇÃO
45	OPERACIONAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	AUSÊNCIA DE EQUIPE ESPECIALIZADA PARA APOIO DE TRÂNSITO	DURANTE A VIGÊNCIA DO CONTRATO
46	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	SUBCONTRATADOS E FORNECEDORES	EVENTOS DE FORÇA MAIOR, COMO POR EXEMPLO SABOTAGEM, REVOLTA, TUMULTO, DISTÚRBO, GOLPE OU GREVE POR PESSOAL ALHEIO AO PESSOAL DO EMPREITEIRO, ENTRE OUTROS	DURANTE A VIGÊNCIA DO CONTRATO
47	GERENCIAL	EXTERNOS	EXTERNOS	CLIENTE	PRORROGAÇÃO DE PRAZO CONTRATUAL PARA MERA MANUTENÇÃO DE PRAZO DE VIGÊNCIA, SEM PAGAMENTO DO REAJUSTE ANUAL DOS ITENS DE PREÇO DE CONTRATO E DA OPERAÇÃO, MANUTENÇÃO, LIMPEZA E VIGILÂNCIA DO CANTEIRO	DURANTE A VIGÊNCIA DO CONTRATO

4.2 APÊNDICE 02

CÓD	NATUREZA DO RISCO	SITUAÇÃO	GRAVIDADE	PROBABILIDADE	GRAU DO RISCO	ESTRATÉGIA DE RESPOSTA AO RISCO	CONTROLES EXISTENTES	GRAVIDADE	PROBABILIDADE	RISCO RESIDUAL
1	CRONOGRAMA	NORMAL	CONSIDERÁVEL	OCASIONAL	TOLERÁVEL	ACEITAR	CADASTRO DE FORNECEDORES.	EXPRESSIVO	IMPROVÁVEL	TOLERÁVEL
2	FINANCEIRO	NORMAL	CONSIDERÁVEL	OCASIONAL	TOLERÁVEL	MITIGAR	CADASTRO DE FORNECEDORES.	CONSIDERÁVEL	IMPROVÁVEL	DESPREZÍVEL
3	CRONOGRAMA / FINANCEIRA	NORMAL	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO	ELIMINAR	AVALIAÇÃO DE FORNECEDORES;	EXPRESSIVO	RARO	DESPREZÍVEL
4	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	MITIGAR	GESTÃO DE FORNECEDORES, INSPEÇÕES PERIÓDICAS.	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO
5	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO	MITIGAR	GESTÃO DE FORNECEDORES.	GRAVE	RARO	TOLERÁVEL

6	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO	MITIGAR	CADASTRO DE FORNECEDORES;	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO
7	CRONOGRAMA / FINANCEIRA	NORMAL	CONSIDERÁVEL	OCASIONAL	TOLERÁVEL	ACEITAR	AVALIAÇÃO DE FORNECEDORES.	CONSIDERÁVEL	RARO	DESPREZÍVEL
8	FINANCEIRO	NORMAL	CONSIDERÁVEL	IMPROVÁVEL	DESPREZÍVEL	ACEITAR	AVALIAÇÃO DE FORNECEDORES;	CONSIDERÁVEL	RARO	DESPREZÍVEL
9	TÉCNICA / CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	RENEGOCIAÇÕES DE PAGAMENTOS CASADOS COM A EXPECTATIVA DA ADIMPLÊNCIA DO CLIENTE	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO
10	CRONOGRAMA	NORMAL	EXPRESSIVO	POTENCIAL	SÉRIO	MITIGAR	COBRANÇA JUNTO AO CLIENTE DOS RECEBIMENTOS.	CONSIDERÁVEL	POTENCIAL	MODERADO
11	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO	MITIGAR	NÃO HÁ	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
12	FINANCEIRO	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	ACOMPANHAMENTO DO CENÁRIO POLÍTICO E ECONÔMICO ATRAVÉS DE INDICADORES (RISCO PAÍS / PIB);	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO
13	CRONOGRAMA	NORMAL	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO	MITIGAR	REAJUSTE DE CONTRATO.	CONSIDERÁVEL	IMPROVÁVEL	DESPREZÍVEL
14	TÉCNICA / CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO	MITIGAR	UTILIZAÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO COMO ÚNICO MEIO DE DISPONIBILIZAÇÃO DE DOCUMENTOS TÉCNICOS;	CONSIDERÁVEL	OCASIONAL	TOLERÁVEL
15	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	ELIMINAR	AJUSTES DOS PROCESSOS INTERNOS PARA RESPONDER RAPIDAMENTE AS ALTERAÇÕES RECEBIDAS;	EXPRESSIVO	IMPROVÁVEL	TOLERÁVEL
16	CRONOGRAMA	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	SSO	EMERGENCIAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	ACEITAR	ANÁLISES CRÍTICAS DOS PROJETOS;	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
18	SOCIAL	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	MEIO AMBIENTE	EMERGENCIAL	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO	ACEITAR	SUBMETTER OS ASSUNTOS NÃO RESOLVIDOS PARA DISCUSSÃO NAS REUNIÕES DE PROJETOS.	EXPRESSIVO	IMPROVÁVEL	TOLERÁVEL
20	SOCIAL	NORMAL	EXPRESSIVO	IMPROVÁVEL	TOLERÁVEL	ACEITAR	SOLICITAÇÃO DE CADASTROS ATUALIZADOS DAS CONCESSIONÁRIAS;	EXPRESSIVO	RARO	DESPREZÍVEL
21	TÉCNICA	EMERGENCIAL	CATASTRÓFICO	OCASIONAL	CRÍTICO	ACEITAR	COMPATIBILIZAÇÃO ENTRE PROJETO E CADASTROS ATUALIZADOS;	CATASTRÓFICO	IMPROVÁVEL	SÉRIO
22	TÉCNICA	EMERGENCIAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	MITIGAR	PROSPECÇÕES;	EXPRESSIVO	IMPROVÁVEL	TOLERÁVEL
23	TÉCNICA	NORMAL	EXPRESSIVO	POTENCIAL	SÉRIO	MITIGAR	TRATATIVAS COM AS CONCESSIONÁRIAS;	CONSIDERÁVEL	POTENCIAL	MODERADO
24	TÉCNICA	NORMAL	EXPRESSIVO	POTENCIAL	SÉRIO	MITIGAR	SOLICITAÇÃO DE APOIO DO CLIENTE PARA TRATATIVAS COM AS CONCESSIONÁRIAS QUANDO NECESSÁRIO;	CONSIDERÁVEL	OCASIONAL	TOLERÁVEL
25	TÉCNICA	NORMAL	EXPRESSIVO	POTENCIAL	SÉRIO	MITIGAR	ATUALIZAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO E TRATATIVAS DE APROVAÇÃO DO PROJETO REVISADO.	CONSIDERÁVEL	OCASIONAL	TOLERÁVEL
26	SSO	EMERGENCIAL	CATASTRÓFICO	OCASIONAL	CRÍTICO	ACEITAR	TRATATIVAS PRÉVIAS COM O CLIENTE;	CATASTRÓFICO	IMPROVÁVEL	SÉRIO
27	SSO	EMERGENCIAL	CATASTRÓFICO	OCASIONAL	CRÍTICO	ACEITAR	TRATATIVAS PRÉVIAS COM O CLIENTE;	CATASTRÓFICO	IMPROVÁVEL	SÉRIO
28	TÉCNICA / SSO	EMERGENCIAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	ACEITAR	PARTICIPAÇÃO NAS REUNIÕES DE CONVIVÊNCIA E LIBERAÇÃO DE ACESSO;	GRAVE	RARO	TOLERÁVEL

29	TÉCNICA / CRONOGRAMA	NORMAL	EXPRESSIVO	QUASE CERTO	CRÍTICO	ACEITAR	SOLICITAÇÃO DE APOIO DO CLIENTE PARA A LIBERAÇÃO DE CHECKLIST, QUANDO NECESSÁRIO.	CONSIDERÁVEL	RARO	DESPREZÍVEL
30	TÉCNICA / CRONOGRAMA	NORMAL	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO	ACEITAR	COBRANÇA DOS SERVIÇOS EXECUTADOS E NÃO PAGOS;	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO
31	TÉCNICA	EMERGENCIAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	MITIGAR	GESTÃO DO ASSUNTO COM O CLIENTE PARA CORREÇÃO DA INADIMPLÊNCIA.	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO
32	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	LIBERAÇÃO TOPOGRÁFICA;	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO
33	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	MITIGAR	PLANO DE GESTÃO DA QUALIDADE;	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO
34	TÉCNICA	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	ACEITAR	INSTRUÇÕES DE TRABALHO;	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
35	FINANCEIRO	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	VERIFICAÇÃO E FISCALIZAÇÃO DOS SERVIÇOS;	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL
36	TÉCNICA	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	ACEITAR	CONTROLE TECNOLÓGICO;	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
37	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	PLANO DE GESTÃO AMBIENTAL E DE SEGURANÇA.	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL
38	LEGAL	NORMAL	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO	MITIGAR	ANÁLISES CRÍTICAS DOS PROJETOS;	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
39	LEGAL	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	ACEITAR	QUESTIONAMENTO AO CLIENTE;	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
40	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	MITIGAR	ACOMPANHAMENTO DA SOLUÇÃO.	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO
41	TÉCNICA	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	ACEITAR	PLANO DE GESTÃO DA QUALIDADE;	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO

42	CRONOGRAMA	NORMAL	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO	MITIGAR	CONTROLE TECNOLÓGICO;	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO
43	MEIO AMBIENTE	NORMAL	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO	MITIGAR	VERIFICAÇÃO DOS SERVIÇOS.	GRAVE	OCASIONAL	SÉRIO
44	TÉCNICA	NORMAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	PLANO DE GESTÃO DA QUALIDADE;	GRAVE	POTENCIAL	CRÍTICO
45	GERENCIAL	EMERGENCIAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	MITIGAR	VALIDAÇÃO DO MATERIAL PELO CLIENTE.	GRAVE	IMPROVÁVEL	MODERADO
46	CRONOGRAMA / FINANCEIRA	EMERGENCIAL	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO	ACEITAR	PLANO DE GESTÃO DE SEGURANÇA E SAÚDE DO TRABALHO;	EXPRESSIVO	OCASIONAL	MODERADO
47	CRONOGRAMA / FINANCEIRA	EMERGENCIAL	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL	ACEITAR	ANÁLISE PRELIMINAR DE RISCO;	GRAVE	QUASE CERTO	INADMISSÍVEL

INFLUÊNCIA DOS FATORES SUBJETIVOS NA CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO NAS OBRAS DE TÚNEIS

Ana Manoela de Castro Santos

Student of Master's Degree in Structural Engineering in Budapest University of Technology and Economics, Especialista em Engenharia Geotécnica - Faculdade Única, Especialista em Gestão de Resíduos Sólidos Urbanos - UNYLEYA, Engenheira Civil - UNEF, Técnica em Edificações - SENAI, Budapest, Hungary

Ariana Ramos Queiroz

Engenheira Civil - UNEF, Técnica em Edificações - SENAI, Feira de Santana, Brasil

Felipe Costa Albuquerque

Student of Master's Degree in Structural Engineering in Budapest University of Technology and Economics, Engenheiro Civil - UEFS, Budapest, Hungary

Daliana Cristina Possari

Mestre em Engenharia Civil - UFRJ, Engenheira Civil - UNESP, Docente - UNEF, Feira de Santana, Brasil

Resumo: Esta pesquisa teve por objetivo a realização da análise de fatores subjetivos na classificação de maciços rochosos pelo método RMR (*Rock Mass Rating*) de Bieniawski. Para tal, buscou-se analisar a forma como se desenvolve essa classificação, interligando os fatores subjetivos da mesma com impactos no custo final do empreendimento, assim, encontrando possíveis fontes de variação na classificação final do maciço ao variar o perfil do classificador entre conservador e arrojado. Ao decorrer do estudo o número de RMR variou na ordem de 50% entre os perfis estudados, o que impactou no custo final do empreendimento, concluindo, portanto, que um maciço classificado por um responsável de perfil conservador precisará de mais soluções geotécnicas e estruturais sendo, então, mais oneroso que um maciço classificado por um responsável de perfil arrojado.

1 INTRODUÇÃO

Na fase de estudo de viabilidade de um projeto de túnel têm-se poucas informações disponíveis, por isso é essencial que seja feita uma classificação do maciço rochoso onde será disposta essa passagem subterrânea. As informações necessárias mais requisitadas para o estudo de viabilidade dizem respeito à resistência, disposição do sistema de fraturamento, características da presença de água e alteração da rocha, uma das classificações mais utilizadas para maciços rochosos é a RMR (*Rock Mass Rating*).

Idealizada por Bieniawski, a classificação RMR é um método onde são atribuídos pesos para seis parâmetros considerados fundamentais no comportamento geomecânico dos maciços rochosos, sendo eles: resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, RQD (*Rock Quality Designation*), espaçamento das descontinuidades, condição das descontinuidades, influência da água, e direção e mergulho das descontinuidades.

Após a classificação desse maciço será obtido um valor de RMR, que será utilizado para classificar o material em uma das cinco classes de qualidade do maciço, que variam entre muito fraco até muito bom, por meio dessa classificação é possível obter valores de stand-up-time (tempo médio para sustentação sem suporte), coesão do maciço e ângulo de atrito do maciço. Definida a classe do maciço, é possível fazer recomendações acerca dos métodos de escavação e tipos de contenção que se adequam melhor ao maciço rochoso utilizado.

Todavia, alguns desses parâmetros são definidos pela subjetividade de quem avalia o maciço, sendo consideradas nesse artigo a condição das descontinuidades, RQD (qualidade do testemunho) e influência

da água, permitindo uma variação na classificação que impacta diretamente na vertente financeira desses empreendimentos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 RMR

Inicialmente esta classificação foi proposta por Bieniawski (1973, *apud* Bieniawski 1979) em seu estudo denominado "Engineering Classifications of Jointed Rock Masses" e desenvolvida pelo mesmo até o ano de 1979. O autor ainda afirma em 1989 que mesmo com as mudanças sofridas nos seis anos de aprimoramento a essência da classificação é a mesma, não podendo ser considerada um novo tipo de classificação (BIENIAWSKI, 1989).

De acordo com Aksoy (2008) em 1973 a classificação RMR objetivava a análise do período de estabilidade de um vão livre escavado até seu colapso, já quando o sistema foi revisado em 1974 foram adicionadas características descritivas das descontinuidades, assim chegando a seis parâmetros invés de oito. Já em 1976 a nova atualização teve a principal alteração sendo o guia de suporte para túneis de vão de 10 m, com forma de ferradura e em 1979 foram alterados parâmetros em relação a águas subterrâneas e a condição das descontinuidades.

De acordo com Bieniawski (1989) após as alterações efetuadas em 1989, para que a classificação RMR seja efetuada de maneira correta necessita-se fazer a separação do maciço rochoso em porções homogêneas, como regiões onde o espaçamento entre as descontinuidades é isofraturada. A Tabela de Classificação de maciços rochosos pela classificação RMR é disposta abaixo, na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação RMR (modificado de Bieniawski, 1989)

A – PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO									
1	Resistência do material intacto	Índice de resistência a carga pontual (Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2	Somente para compressão simples		
		Resistência a compressão uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
2	Qualidade do testemunho – RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Peso		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		>2m	0,5-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	Peso		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades		Superfícies muito rugosas, descontínuas, fechadas, paredes duras	Superfícies pouco rugosas, abertura <1mm, paredes duras	Superfície pouco rugosa, abertura <1mm, paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento <5 mm ou abertura de 1-5mm, contínuas	Preenchimento mole >5mm ou abertura >5mm, contínuas		
	Peso		30	25	20	10	0		
5	Água Subterrânea	Infiltração em 10m de túnel (L/min)	0	<10	10-25	25-125	>125		
		Pressão da água na fratura/ tensão principal	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Seco	umedecido	úmido	gotejamento	Fluxo abundante		
	Peso		15	10	7	4	0		
B- AJUSTE PARA ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES									
Direção e mergulho das descontinuidades			Muito Favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito Desfavorável		
PESO	Túneis		0	-2	-5	-10	-12		
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60		
C – CLASSE DOS MACIÇOS ROCHOSOS DETERMINADA PELA SOMA DOS PESOS									
Somatória dos Pesos			100-81	80-61	60-41	40-21	<20		
Classe n°			I	II	III	IV	V		
Descrição			Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Pobre		

D- SIGNIFICADO DAS CLASSES DE MACIÇOS					
<i>Classe n°</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>
Stand-up Time Médio	20 anos para abertura de 15m	1 ano para abertura de 10m	1 semana para abertura de 5m	10 horas para abertura de 2,5m	30 minutos para abertura de 1m
Coesão da massa rochosa (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito (graus)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Esta classificação pode ser aplicada em diversos tipos de projetos de engenharia, bem como túneis, taludes e fundações, sendo sua maior aplicação em projetos de túneis (BIENIAWSKI, 1984). Este método de classificação é muito útil, também, para estima o módulo de elasticidade in situ de uma fundação em rocha, sendo utilizadas duas possíveis equações, uma proposta por Bieniawski (1978) para valores de RMR superiores a 50, e a outra proposta por Serafim e Pereira (1983) para valores de RMR inferiores a 50. Com o valor obtido de RMR, encontrasse na Tabela 2 as recomendações construtivas para este número de RMR.

Tabela 2 - Recomendações de sistemas de contenção em maciços rochosos

Classe do Maciço	Método Construtivo	Sistema de Contenção		
		Tirantes (D=20 mm)	Concreto Projetado	Cambotas Metálicas
<i>I</i> RMR 81 a 100	Escavação da seção plena; 3 m de avanço	Utilização eventual	De ancoragem	Localizadas
<i>II</i> RMR 61 a 80	Escavação da seção plena; 1 a 1,5 m de avanço, 20 m de vão livre	Ancoragens localizadas na abóboda, 3m de comprimento e espaçadas de 2,5 m; eventual colocação de malhas de proteção no teto	Utilização eventual na abóboda, 30 mm de espessura	Não utilização
<i>III</i> RMR 41 a 60	Escavação parcial da seção; 1,5 a 3m de avanço de frente, instalação de suporte após cada "fogo"; 10 m de vão livre	Ancoragem sistemática nas paredes e abóbodas, 4m de comprimento e espaçadas de 1,5 a 2 m; colocação de malhas de proteção no teto	30 a 100 mm de espessura na abóboda; 30 mm ao longo das paredes	Não utilização
<i>IV</i> RMR 21 a 40	Escavação parcial da seção; 1 a 1,5 m de avanço de frente; instalação de suporte concomitantemente à escavação; 10 m de vão livre	Ancoragem sistemática nas paredes e abóbodas, 4 a 5 m de comprimento e espaçadas de 1 a 1,5 m; colocação de malhas de proteção em toda a seção	100 a 250 mm de espessura na abóboda; 100 mm ao longo das paredes	Utilização ocasional de elementos leves espaçados de 1,5 m
<i>V</i> RMR <20	Escavação em seções múltiplas; 0,5 a 1,5 m de avanço de frente; instalação de suporte concomitantemente à escavação	Ancoragem sistemática nas paredes e abóbodas, 5 a 6 m de comprimento e espaçadas de 1 a 1,5 m; colocação de malhas de proteção em toda a seção; ancoragem na soleira	150 a 200 mm de espessura na abóboda; 150 mm ao longo das paredes; 30 mm na frente da escavação	Utilização de elementos médios a pesados, espaçados de 0,75 m; revestimento da soleira

2.1.1 Resistência do Material Intacto

Este parâmetro é obtido por meio do ensaio de compressão uniaxial, ou simples, e segue as recomendações estabelecidas na NBR 15.745-5 (ABNT, 2015), tanto a preparação das amostras utilizadas nesse ensaio quanto o transporte das mesmas requer cuidados especiais e morosos, o que por vezes representa um alto investimento. Em alguns casos a resistência à compressão uniaxial não necessita ser estudada tão profundamente, requerendo apenas o conhecimento aproximado do valor de resistência, nesses casos pode-se optar pelo *Point Load Test*, ou ensaio Franklin, que segue os procedimentos estabelecidos pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics*).

2.1.2 Qualidade do Testemunho – RQD

O RQD (*Rock Quality Designation*) é um parâmetro que indica a qualidade de maciços rochosos, observando o testemunho extraído com sondagens rotativas e observando as fraturas e trechos existentes, é determinado pela medição da principal porcentagem de recuperação de pedaços do núcleo com mais de 100 mm de comprimento, seu valor final é obtido pela relação entre a soma do comprimento das varas do núcleo com mais de 10 cm e o comprimento total de execução do núcleo.

2.1.3 Espaçamento das descontinuidades

Este parâmetro é a distância entre descontinuidades adjacentes de uma mesma família. A análise desse parâmetro pode ser feita de duas formas: quando o testemunho obtido pela sondagem tem recuperação razoável e quando não é razoável, sendo que no primeiro caso é possível observar e diferenciar as descontinuidades naturais das fraturas provocadas por ações mecânicas no próprio testemunho, já no outro caso têm-se que observar peça face do talude ou a parede do túnel. Esses espaçamentos são medidos e comparados com os dados presentes na Tabela 3, descrita abaixo.

2.1.4 Condição das Descontinuidades

Este parâmetro pode ser determinado através da Tabela 3, caso haja uma descrição mais detalhada das juntas seu valor pode ser determinado por meio da soma dos cinco parâmetros característicos presentes na tabela, quando não se possuir esses valores deverá ser utilizado um valor aproximado.

Tabela 3 - Classificação das descontinuidades (modificado de Bieniawski, 1989)

Comprimento da descontinuidade (persistência)	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	<0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Quase liso	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Duro com espessura <5 mm	Duro com espessura > 5mm	Mole com espessura <5 mm	Mole com espessura > 5mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeiramente alteradas	Moderadamente alteradas	Muito alteradas	Em decomposição
Peso	6	5	3	1	0

2.1.5 Influência da Água

De acordo com Ribeiro (2015) a água age como um fator determinante na alteração do maciço rochoso, pois impacta diretamente na sua capacidade de resistência. Deve-se determinar a taxa de fluxo das águas

subterrâneas em litros por minuto por 10 metros de escavação, no entanto, têm-se como alternativa a descrição dessas condições gerais como seco, úmido, molhado, gotejando e fluindo.

2.1.6 Direção e mergulho das descontinuidades

Para este parâmetro a direção das descontinuidades referida corresponde à do *strike* (reta horizontal) do plano delas. É a principal condicionante do comportamento de um maciço, pois sem elas o maciço se comportaria como rocha intacta, dependendo apenas da coesão e do ângulo de atrito (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998). De acordo com ISRM (1978) descontinuidade é um termo geral que engloba feições geológicas que interrompem a continuidade do meio rochoso, por exemplo, fraturas, falhas e xistosidades.

3 PLANO DE VARIAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo como principal objetivo avaliar as divergências no número de RMR dependendo do perfil do avaliador, aqui explicitando os perfis arrojado e conservador, permitindo contemplar os impactos financeiros dessa variação. Inicialmente foram estudados os parâmetros presentes na classificação RMR buscando classificá-los em subjetivos e objetivos, considerando a condição das descontinuidades, o RQD e a influência da água os parâmetros subjetivos.

Para o desenvolvimento dos cálculos serão utilizados valores fixos para os parâmetros de resistência ao material intacto, espaçamento das descontinuidades e, direção e mergulho das descontinuidades, os demais parâmetros obtiveram os maiores valores para o perfil arrojado e os menores valores para o perfil conservador.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Reunidos na Tabela 4 estão os resultados de RMR com a variação do perfil do avaliador.

Tabela 4 - Comparativo do número de RMR variando o perfil do avaliador

Parâmetros RMR		Perfil Arrojado	Perfil Conservador
<i>Resistência do material intacto</i>		12	12
<i>Qualidade do Testemunho - RQD</i>		20	3
<i>Espaçamento das descontinuidades</i>		15	15
<i>Condição das descontinuidades</i>		25	25
<i>Influência da água</i>		15	0
<i>Direção e mergulho das descontinuidades</i>		0	-12
TOTAL		87	43
<i>Classe dos maciços rochosos</i>		I	III
<i>Descrição</i>		Muito bom	Regular
<i>Stand-up Time Médio</i>		20 anos para abertura de 15 m	1 semana para abertura de 5 m
<i>Coesão da massa rochosa (kPa)</i>		>400	200-300
<i>Ângulo de atrito (graus)</i>		<45	25-35
<i>Método construtivo</i>		Escavação da seção plena; 3 m de avanço	Escavação parcial da seção; 1,5 a 3 m de avanço da frente, instalação de suporte após cada "fogo"; 10 m de vão livre
<i>Sistema de contenção</i>	<i>Tirantes (D=20 mm)</i>	Utilização eventual	Ancoragem sistemática nas paredes e abóbodas; 4 m de comprimento e espaçadas de 1,5 a 2 m; colocação de malhas de proteção no teto.

	Concreto projetado	De ancoragem	30 a 100 mm de espessura na abóboda; 30 mm ao longo das paredes
	Cambotas metálicas	Não utilização	Localizadas

4.1 IMPACTOS FINANCEIROS

Por meio da análise das recomendações de sistemas de contenção em maciços rochosos (Tabela 2), comparando as variações de RMR para o perfil arrojado e conservador (Tabela 4), pode-se notar uma variação significativa na quantidade de soluções a serem adotadas para o perfil conservador em detrimento do perfil arrojado, o que implica em maiores custos atrelados ao perfil conservador.

Isso porque, num sistema de contenção, quanto ao uso de tirantes, o perfil arrojado utilizou um percentual menor que o perfil conservador, fazendo-se necessário uma utilização mais detalhada dos tirantes. Acontecendo da mesma forma com as cambotas metálicas, onde para o perfil arrojado sua utilização é necessária, diferente do perfil conservador.

5 CONCLUSÃO

A partir da integração dos resultados obtidos é possível perceber a influência dos fatores subjetivos na classificação de maciços rochosos em obras de túneis, isso porque a classificação tende a se alterar na ordem de 50% entre os perfis conservador e arrojado, pois o perfil conservador acaba recaindo numa classe de maciço que requer mais soluções geotécnicas e estruturais que o perfil arrojado, elevando os custos finais do empreendimento.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a professora Me^a. Daliana Possari, por toda orientação, sugestões e apoio para a realização deste estudo.

REFERÊNCIAS

- [1] ABGE. **Métodos para descrição quantitativa de discontinuidades em maciços rochosos**. São Paulo, 1983.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15845-5 - Rochas para revestimento Parte 5: Determinação da resistência à compressão uniaxial**. 2015
- [3] ÁVILA, Cássio R. **Determinação das propriedades mecânicas de maciços rochosos e/ou discontinuidades utilizando classificações geomecânicas - Uma comparação entre os diversos métodos de classificação**. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 2012.
- [4] BARROS, Emanuel. **Classificação de maciços rochosos por Bieniawski - Estudo de caso**. Disponível em <<https://www.linkedin.com/pulse/classifica%C3%A7%C3%A3o-de-maci%C3%A7os-rochosos-por-bieniawski-estudo-barros/>> Acessado em 02 de dezembro de 2019.
- [5] BIENIAWSKI, Z.T. 1976. **Rock mass classification in rock engineering. In: Exploration for rock engineering**. Proc of teh symp., (Ed Z.T. Bieniawski) Cape Twon: Balkema, 1, 97-106.
- [6] BIENIAWSKI, Z.T. 1978. **Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, 15 – pp. 237-247.
- [7] BIENIAWSKI, Z.T. 1979. **Tunnel Design by Rock Mass Classification. Technical Report GL-79-19**. Pennsylvania State University, 158 pp.
- [8] BIENIAWSKI, Z.T. 1984. **Rock mechanics design in mining and tunneling**. A.A. Balkema, California, 272 pp.
- [9] BIENIAWSKI, Z.T. 1989. **Engineering Rock Mass Classifications**. John Wiley & Sons, 251 pp.
- [10] FREITAS, S.B.N. **Caracterização Geomecânica e Classificações RMR (Bieniawski) e SMR (Romana) de Maciços Rochosos em Taludes do Funchal**. Universidade da Madeira, 2011. (Dissertação Mestrado)

- [11] HOEK, Evert. **Practical Rock Engineering**. Edição de 2000. Disponível em <<http://www.rocsience.com>> Acessado em 02 de dezembro de 2019.
- [12] ISRM. **Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mechanics**. *International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics*. Abstract. v. 15 p. 319-368, 1978.
- [13] NOGOSEKE, Elaine. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR, aplicação no projeto básico da PHC Morro Grande - RS**. Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo (dissertação), 2005.
- [14] RIBEIRO, Manoela Brandelli. **Análise da Estabilidade dos Túneis de Drenagem da UHE Itaúba através da classificação geomecânica RMR de Bieniawski**. Porto Alegre: IGEO/UFRGS, 2015.
- [15] SERAFIM, J.L., PEREIRA, J.P. 1983. **Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski**. Proc. Int Symp oh Eng. Geol. And Underground Construction, Lisboa, Portal. Vol I (II): 33-44.
- [16] TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1987) **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.
- [17] VALLEJO, L.I.G. **Ingeniería geológica**. Madrid: Prentice Hall, 2002.

INSPEÇÕES EM TÚNEIS HIDRELÉTRICOS: RECOMENDAÇÕES PARA A INDÚSTRIA

D. Brox

Dean Brox Consulting, Vancouver, Canadá

Apresentador: Fabio Iannotta

Hibbard Inshore Brasil

Resumo: Numerosas usinas hidroelétricas incluem antigos túneis de adução que, em alguns casos, estão operando além da vida útil projetada originalmente. Um túnel hidroelétrico representa um componente-chave de uma usina hidroelétrica. No entanto, diferentemente das casas de força e barragens, as quais são facilmente acessíveis para inspeção e manutenção, os túneis hidroelétricos têm acesso limitado e requerem interrupção quase completa das operações para realização de inspeções ou manutenção. Os túneis hidroelétricos são estruturas lineares, geralmente projetadas com revestimento em concreto (projetado ou moldado *in loco*) ou sem revestimento, e onde qualquer instabilidade apreciável pode afetar gravemente as operações em andamento. Os túneis hidroelétricos, particularmente aqueles que estão em operação há vários anos ou experimentaram problemas históricos, devem ser inspecionados para avaliar suas condições de segurança de operação futuras e para avaliar se manutenção e reparos são necessários a fim de limitar problemas futuro importantes, como um eventual colapso, que possam resultar em uma paralisação prolongada. Novos túneis hidrelétricos também devem ser inspecionados após um período de operações iniciais, a fim de confirmar a adequação de seu projeto original. Os túneis hidrelétricos estão cada vez mais sendo inspecionados com interrupções limitadas, usando veículos operados remotamente (ROVs) devido aos avanços significativos na tecnologia para fornecer fotografias, vídeos e imagens de sonar de alta resolução que podem ser interpretados como parte de uma avaliação de condição estrutural.

1 INTRODUÇÃO

Os túneis de adução representam os principais componentes da maioria das usinas hidrelétricas, e várias usinas hidrelétricas construídos entre as décadas de 1960 a 1980 estão atingindo rapidamente idades além dos 40 anos de operação. Enquanto manutenção de rotina, bem como algumas grandes melhorias ou reparos, pode ser realizada facilmente durante breves interrupções dos componentes da casa de força e na tomada de água, geralmente é necessário muito mais tempo para o planejamento e interrupções mais longas para realizar inspeções e manutenção dos túneis hidrelétricos principalmente devido a restrições de acesso.

A natureza linear dos túneis hidroelétricos e, em particular, dos túneis de configuração única, está associada a altos riscos, onde não há redundância no caso de um problema sério. Muitos túneis hidroelétricos antigos enfrentaram sérios problemas, incluindo alguns colapsos, simplesmente devido à sua idade e à ausência de manutenção e reparos durante décadas de operações.

Avanços nas tecnologias robótica e de aquisição de dados com veículos operados remotamente (ROVs) aparecem a cada ano permitindo a captura de informações adicionais de melhor qualidade e avaliações mais abrangentes da condição de operação de túneis hidroelétricos. A Figura 1 apresenta uma fotografia de alta resolução de um bloco de rocha que se despreendeu.

O envelhecimento contínuo de túneis hidroelétricos sem inspeção e manutenção adequadas pode levar a bloqueios parciais ou mesmo a colapsos em larga escala. Por fim, túneis hidroelétricos antigos também estão associados a riscos inaceitáveis de conformidade ambiental, pois o colapso do túnel pode causar a interrupção completa dos fluxos de água para o habitat aquático a jusante das casas de força

ou até exigir a liberação excessiva do fluxo de água da barragem, o que pode ser prejudicial e causar erosão e/ou inundação significativa de áreas vulneráveis.



Figura 1 - Grande bloco de rocha encontrado no piso do túnel

2 CONSEQUÊNCIAS DOS PROBLEMAS DO TÚNEL

A integridade estrutural dos túneis hidroelétricos é de extrema importância para salvaguardar as operações de longo prazo para a geração de energia. A ocorrência de colapsos parciais ou totais em túneis hidroelétricos apresenta sérios riscos para as operações como um todo e geralmente resulta em paradas prolongadas para grandes reparos. Ocorreram vários grandes colapsos de novos túneis hidroelétricos desde 2009 e alguns ainda durante o comissionamento, devido a erros de projeto que resultaram em interrupções para reparos por mais de 24 meses e custos totais de mais de US\$ 250 milhões (BROX, 2019).

Além disso, é importante reconhecer que os túneis hidroelétricos, a exemplo de outras infraestruturas de engenharia, têm uma vida útil limitada, e a manutenção e reparos devem ser incluídos como parte das operações normais. A Figura 2 apresenta um resumo de colapsos em túneis hidroelétricos não revestidos após anos de operações, que fornece uma indicação da vida útil máxima desse tipo de túneis. Embora alguns túneis hidroelétricos continuem operando sem problemas após várias décadas, a vida útil da maioria dos túneis é limitada e problemas sérios podem ser esperados após 30 a 40 anos.

Embora os custos associados à inspeção dos túneis hidroelétricos não sejam pequenos, uma vez que altos custos estão associados aos serviços do empreiteiro de inspeção especializado e à perda de geração de energia, é importante perceber que a execução das inspeções e a conclusão da manutenção e reparo do túnel podem impedir grandes colapsos futuros.

A importância da usina hidrelétrica para operações futuras seguras de geração de energia para fins domésticos ou para exportação também deve ser reconhecida em termos de manutenção de sua operação, principalmente se houver contratos assinados de exportação ou entrega de energia com penalidades previstas.

Finalmente, as consequências de problemas sérios em túneis hidroelétricos podem escalar rapidamente em termos de custos e podem estar associadas a riscos de conformidade ambiental, reputação corporativa e segurança pública.

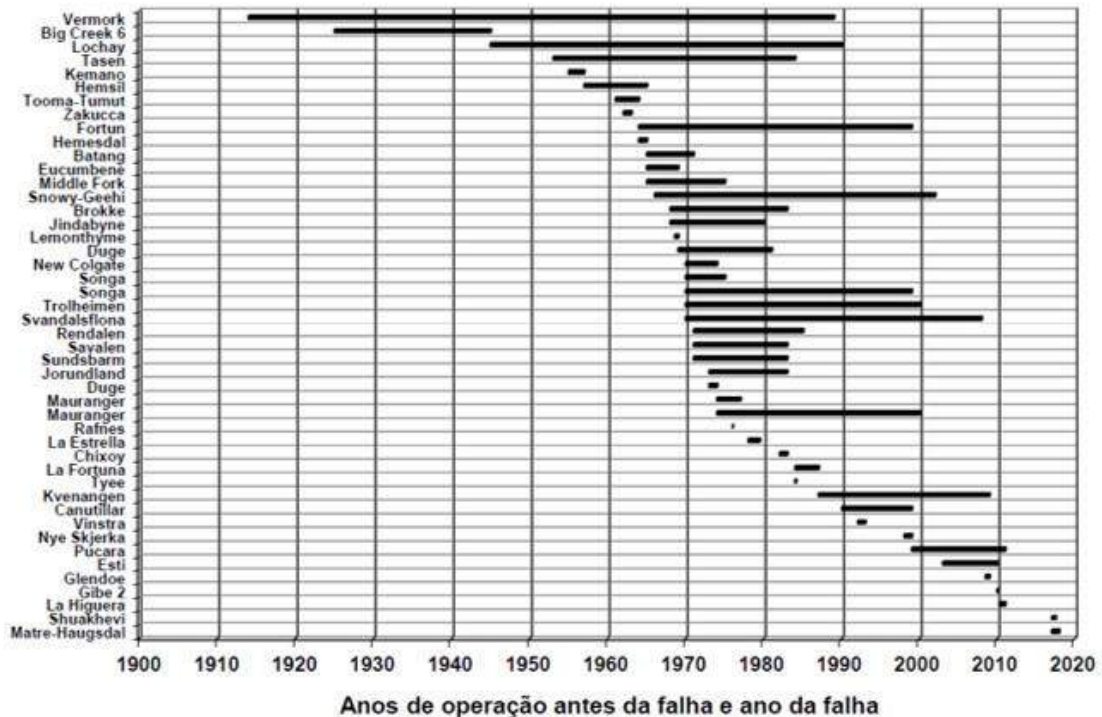


Figura 2 - Colapsos nos túneis hidrelétricos

3 CRITÉRIOS TÉCNICOS PARA INSPEÇÕES

3.1 CONSIDERAÇÕES IMPORTANTES

Um dos principais desafios para a maioria dos operadores hidroelétricos é decidir quando uma inspeção de túnel é apropriada ou necessária. Os requisitos para uma primeira inspeção ou subsequentes e a frequência das inspeções de acompanhamento devem basear-se na consideração de todos os critérios técnicos relevantes, incluindo o seguinte:

- Projeto original do revestimento do túnel e sua distribuição.
- Qualidade de construção original.
- Idade atual do túnel.
- Operações hidráulicas (pressão/velocidade).
- Operações hidráulicas (pico/não pico).
- Problemas históricos de construção.
- Problemas operacionais históricos.
- Erosão e acumulação de detritos.
- Reparos históricos e desempenho.
- Capacidade e estado dos *rock traps*.
- Constatações/defeitos verificados em inspeções anteriores e.
- Desempenho e integridade aferidos do túnel.

A maioria dos túneis de adução opera sob pressões relativamente baixas, de menos de 50 mca de pressão máxima, e sua seção transversal é projetada para que a velocidade máxima do fluxo seja

inferior a 3,0 m/s e, portanto, erosão e acumulação de detritos geralmente são aspectos de baixo risco em operações de longo prazo. No entanto, algumas plantas operam em condições de pico e, portanto, o túnel está sujeito a pressões internas altamente variáveis que causam carregamento cíclico dos sistemas de suporte e revestimento do túnel, o que pode resultar em deterioração com erosão concentrada e acúmulo de detritos.

O maior risco para operações futuras de túneis hidrelétricas é a estabilidade em locais de falhas geológicas e/ou outras condições geológicas fracas, como condições de rochas não duráveis, encontradas durante a construção. A maioria dos recentes colapsos verificados em túneis hidroelétricos ocorreram durante o comissionamento, devido ao suporte inadequado em zonas de falha geológica e ao fato de não reconhecer condições de rocha não duráveis ou propensas à erosão. A Figura 3 apresenta as condições expostas de fraturas de rocha fracas e não duráveis, incluindo o preenchimento de mielita macia, responsáveis por um grande colapso histórico em um túnel paralelo como parte da mesma usina hidrelétrica.



Figura 3 - Fracas condições geológicas para colapso

Portanto, é importante conhecer a quantidade, a localização e o projeto final do suporte do túnel em uma zona de falha geológica, a partir das informações históricas da construção e do “*as built*” ao realizar uma inspeção. Muitas zonas de falha geológica são suportadas somente com concreto projetado, que pode sofrer desgaste e deterioração em operações de longo prazo.

Também é de maior importância confirmar a condição dos *rock traps* durante uma inspeção, pois se estiverem cheios de detritos ocasionarão a passagem e entrada destes nos revestimentos de aço e na casa de força, vindo possivelmente a causar sérios danos.

3.2 INSPEÇÕES PARA NOVOS TÚNEIS HIDRELÉTRICOS

A construção de novos túneis hidrelétricos deve incluir um requisito de garantia para inspeção do túnel, dentro de um período limitado após o início das operações. As operações iniciais representam o primeiro momento em que a rocha circundante fica saturada ao se restaurar o regime de água subterrânea no interior do túnel. Durante esse período, o revestimento do túnel ou as seções não revestidas reagem às pressões hidráulicas internas; portanto, comportamentos incomuns podem ocorrer, como afrouxamento do suporte instalado e/ou erosão de rochas ou revestimentos com possíveis impactos à integridade do túnel.

Se condições hidráulicas incomuns não forem identificadas nas operações iniciais do túnel, é recomendável não esvaziar o túnel para uma inspeção manual, mas sim executar uma inspeção utilizando um ROV como parte dos requisitos de garantia de construção.

3.3 INSPEÇÃO DE ANTIGOS TÚNEIS HIDRELÉTRICOS

A primeira inspeção de vários túneis hidrelétricos antigos geralmente é realizada como resultado de um problema detectado ou inferido após muitos anos de operação, como uma perda de carga. Os requisitos para uma primeira inspeção em um túnel hidrelétrico antigo e a frequência de inspeções subsequentes são sujeitos às considerações descritas acima, e uma avaliação técnica abrangente de todos os aspectos relevantes deve ser concluída como parte do programa de gerenciamento de ativos da usina. Os aspectos mais importantes a se considerar são as operações hidráulicas e o aparecimento de problemas históricos. A Figura 4 apresenta recomendações a serem consideradas quanto à frequência das inspeções em túneis hidrelétricos.

Condições operacionais históricas	Operações	Frequência de inspeção, anos		
		Inicial	Secundário	Terciária
Sem problemas históricos	Não-Pico	15	8	5
	Pico	10	5	3
Com problemas históricos	Não-Pico	5	3	2
	Pico	3	2	1

Nota:

As frequências de inspeção secundária e terciária se referem ao tempo adicional após a inspeção inicial.

Figura 4 - Frequência recomendada para inspeções de acordo com o autor

Os túneis hidrelétricos que operam em condições de pico (períodos de alta demanda de energia) estão sujeitos a pressões operacionais internas altamente variáveis, com carga cíclica associada a estrutura e revestimento do túnel. As operações de pico geralmente incluem o aumento e a diminuição da vazão, portanto podem ser mais suscetíveis a danos durante operações de longo prazo, justificando uma maior frequência de inspeções no túnel.

3.4 REQUISITOS DE INSPEÇÃO DE TERCEIROS

A inspeção de túneis hidrelétricos também pode ser exigida por investidores novos ou habituais em energia, como parte de diligências. Além disso, as seguradoras podem exigir inspeções em túneis para assegurar confiança no bom desempenho, para validar as apólices de seguro, principalmente para túneis que tiveram problemas históricos ou colapsos. Por fim, autoridades locais ou nacionais, como ministérios ou agências reguladoras, podem exigir inspeções a fim de confirmar a integridade dos túneis, particularmente os mais antigos, para que haja continuidade com as operações de geração, com o intuito de limitar os riscos ao público e ao meio ambiente.

3.5 INSPEÇÕES EM PARADAS PROGRAMADAS

Paradas programadas oferecem uma boa oportunidade para se considerar uma inspeção no túnel. No entanto, os operadores hidrelétricos não devem ser obrigados a realizar inspeções de túneis a menos que haja possíveis preocupações conforme indicado por operações hidráulicas incomuns ou se uma inspeção não tiver sido realizada desde um período significativo de operações, como um mínimo de 10 anos.

4 REQUISITOS DE PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO

4.1 REVISÃO HISTÓRICA DO PROJETO E CONSTRUÇÃO

A inspeção de um túnel hidrelétrico não deve ser realizada até que revisão minuciosa de todas as informações relevantes sobre o projeto e a construção originais (*as-built*) seja terminada. As seguintes informações devem ser revisadas:

- Alinhamento, comprimento e desnível do túnel.
- Tipos de revestimento do túnel (não-revestido, concreto projetado, concreto, aço).
- Condições geológicas (falhas/tipos de rochas).
- Níveis e condições das águas subterrâneas.
- Tensões mínimas *in loco*;
- Método de escavação.
- Tipos de suporte inicial e distribuição.
- Tipos e distribuição do revestimento final.
- Distribuição de seções sem revestimento.
- Qualidade do revestimento (concreto projetado e concreto moldado *in loco*).
- Localização e capacidade dos *rock traps*.

4.2 REVISÃO DE OPERAÇÕES HIDRÁULICAS

A inspeção de um túnel hidrelétrico não deve ser realizada antes que uma revisão abrangente de todos os dados e informações relevantes do histórico das operações hidráulicas seja concluída. As seguintes informações a serem revisadas:

- Pressão interna máxima de operação.
- Variação das pressões operacionais internas.
- Capacidade de vazão (m^3/s).
- Dimensões e distribuições do túnel.
- Velocidade do fluxo d'água do túnel (m/s).
- Dados dos níveis da chaminé de equilíbrio.
- Dados da frequência de operações.
- Dados e informações sobre infiltração ou vazamento.
- Geração de escombros ou erosão do túnel.
- Ocorrência/frequência de eventos de golpe de aríete.
- Interrupções programadas e não programadas.

Estas informações hidráulicas devem estar disponíveis dos registros de operações da usina.

4.3 REVISÃO DE INSPEÇÕES ANTERIORES

Todos os relatórios de inspeções anteriores, sejam elas subaquáticas ou não, devem ser revisados para identificar possíveis problemas históricos e operações incomuns. Comparações devem ser estabelecidas de inspeções anteriores entre zonas e volumes de erosão e escombros acumulados.

A capacidade original e remanescente dos *rock traps* deve ser revisada, a fim de entender e estimar a taxa geral de acúmulo de detritos provenientes das seções revestidas e sem revestimento para que haja o planejamento de limpeza dos *rock traps*.

4.4 REVISÃO DO HISTÓRICO DE REPAROS E DE DESEMPENHO

Todos os reparos realizados anteriormente devem ser revisados, localizados e quantificados com o intuito de avaliar o desempenho contínuo do túnel como parte da próxima inspeção. O desempenho de reparos anteriores deve ser avaliado em termos de operações hidráulicas em andamento e quaisquer alterações relacionadas.

4.5 CONSIDERAÇÕES DE ACESSO E SEGURANÇA

Para se executar uma inspeção em um túnel, os locais de acesso e os requisitos gerais devem ser cuidadosamente revisados, a fim de confirmar a viabilidade para mobilização e desmobilização de todos os equipamentos necessários à inspeção do túnel. As janelas de acesso que foram utilizadas como parte da construção original do túnel geralmente são equipadas com portas de pressão hidráulica e são comumente usadas para executar inspeções em túneis drenados. Os requisitos de segurança para as inspeções em túneis secos devem incluir autorizações para espaços confinados, testes de ventilação e melhorias mecânicas e, se necessário, radiocomunicação eficaz, equipes de resgate e procedimentos de saída de emergência. Geralmente, plataformas especiais são utilizadas para inspeções em acessos inclinados e verticais.

O acesso às inspeções de ROV geralmente usa chaminés de equilíbrio e tomadas ou portões de acesso à barragem. O protocolo e os procedimentos de bloqueio de operações devem ser executados para todas as inspeções.

4.6 ESTABELECEMOS REFERÊNCIAS DO TÚNEL

O histórico sobre o projeto e construção (*as-built*) nem sempre está disponível, especialmente para túneis hidroelétricos antigos. Portanto, pode ser necessário estabelecer referências da pesquisa ao longo do túnel para uma inspeção com pontos de conexão importantes em cada extremidade ou para locais identificados, como localização de shafts ou janelas de acesso. Todas as observações devem então ser documentadas usando os marcos estabelecidos como referência ao longo do túnel. Também é muito útil e prático preparar novos desenhos caso o *as-built* não esteja disponível para uso durante uma inspeção. Todos os locais de interesse identificados anteriormente a partir de uma revisão do histórico de informações podem ser incluídos nos novos desenhos para referência durante a inspeção.

4.7 EQUIPE, PROCEDIMENTOS E RESPONSABILIDADES

A engenharia de túneis hidroelétricos envolve várias disciplinas como, geologia, geotecnia, hidráulica, mecânica e estruturas. É importante que qualquer equipe que participe de uma inspeção de túnel tenha muita experiência nos aspectos hidráulicos, o que justifica o envolvimento de vários profissionais. Embora seja comum o envolvimento de engenheiros de túneis ou geotécnicos em inspeções, é típico que esses profissionais tenham um entendimento limitado da hidráulica de túneis e, portanto, um especialista em hidráulica deve ser incluído pelo menos para confirmar as pressões internas, vazões e reduções nas pressões operacionais.

Os procedimentos a serem utilizados nas inspeções devem ser preparados e revisados *a priori* e devem ser claramente entendidos e aceitos por todos os participantes envolvidos. Um documento detalhado do plano de trabalho deve ser preparado como um procedimento formal. A responsabilidade de todos os participantes envolvidos em uma inspeção também deve ser claramente estabelecida e documentada com antecedência. É importante que os profissionais técnicos que conduzem a inspeção não sejam perturbados ou interrompidos por terceiros durante o trabalho, para que a inspeção possa ser concluída com eficiência e com a aquisição de dados de boa qualidade. Por fim, deve ser concedido um tempo adequado para que a inspeção seja realizada a fim de não comprometer a qualidade das informações a serem levantadas.

4.8 CONTRATAÇÃO ESPECIALISTAS EM TÚNEIS HIDRELÉTRICOS

Embora os operadores hidrelétricos contem apenas com o contratante especializado em serviços com ROV para a execução de uma inspeção, muitos também se beneficiam com a contratação de um especialista em túnel hidrelétricos para apoiar a inspeção. Especialistas em túneis hidrelétricos, especialmente especialistas em inspeções com ROV, devem estar envolvidos para revisar todo o projeto histórico e operacional e preparar uma lista de locais-alvo identificados importantes para a inspeção. O especialista deve estar presente no local para acompanhar a inspeção em tempo real e trabalhar lado a lado com o contratado do ROV, documentando todas as observações relevantes da inspeção.

É importante que os operadores hidrelétricos percebam que a maioria dos contratistas especializados em ROV fornecerão apenas informações objetivas de uma inspeção e geralmente não fornecem uma avaliação abrangente de engenharia das condições de um túnel. Os operadores hidrelétricos também são incentivados a contratar especialistas em túneis hidrelétricos para realizar inspeções manuais com experiência no projeto, construção e operação de usinas hidrelétricas para identificar defeitos e riscos associados as operações do túnel.

5 TIPOS DE INSPEÇÕES E TECNOLOGIAS

5.1 INSPEÇÃO COM VEÍCULOS OPERADOS REMOTAMENTE (ROVS)

As inspeções submersas com um ROV são o tipo preferido de inspeção porque evitam qualquer risco possível para o hidrotúnel existente associado à despressurização. As inspeções utilizando os veículos operados remotamente (ROVs) geralmente são realizadas durante uma paralisação da usina hidrelétrica sob condições de fluxo zero, com a finalidade de obter a melhor qualidade de dados, permitindo operar o ROV com controle e estabilidade. No entanto, as inspeções do túnel com ROV também podem ser realizadas em situações de fluxo, mas apenas em condições de velocidade muito baixa, se for absolutamente necessário para manter a geração limitada de energia.

Os ROVs disponíveis na indústria, bem como os avanços tecnológicos, agora permitem que as inspeções submersas sejam completadas geralmente em até 48 horas e, em muitos casos, até em 12 horas, com um bom planejamento e preparação para limitar a interrupção total da geração de energia.

O planejamento e preparação são extremamente necessários para uma inspeção submersa com ROV, incluindo os seguintes itens:

- Planejamento de paralisação da usina.
- Contratação de um especialista em ROV.
- Confirmação dos locais de acesso para o ROV.
- Confirmação do tempo de interrupção permitido.
- Confirmação do escopo e dos locais de inspeção.
- Requisitos técnicos da inspeção.
- Entrega de relatórios finais com resultados da inspeção pelo contratado de inspeção com ROV.

As informações a serem obtidas durante uma inspeção com ROV incluem:

- Defeitos incluindo trincas e/ou fissuras no revestimento, com posição e geometria no perfil do túnel.
- Detritos ao longo do piso do túnel.
- Localização e geometria de médios e grandes resíduos ao longo do túnel.
- Locais de sobreescavação.
- Locais da instalação de suporte dos túneis.
- Distribuição e tipos de revestimento do túnel.
- Locais e geometria de escavações adicionais (janelas).

Em alguns casos em que os projetos originais de construção do túnel não estão disponíveis, a primeira inspeção com ROV servirá para preparar uma versão atualizada da geometria completa do túnel e possivelmente confirmar erros nas construções originais, em termos de localização de referências e/ou de geometria, o que será importante para a compreensão da hidráulica do túnel.

5.2 INSPEÇÃO MANUAL EM TÚNEL DRENADO

A execução de uma inspeção visual deve ser considerada apenas no caso de os resultados de uma inspeção subaquática com ROV indicar uma necessidade extrema de reparo, como no caso de serem encontrados grandes volumes de rochas e detritos ao longo do túnel, ocorrência de vazamentos e/ou reduções na pressão operacional. É importante reconhecer que a drenagem de um túnel hidrelétrico para inspeções visuais pode gerar riscos ao túnel, causando instabilidades adicionais como desmoronamentos e possíveis colapsos.

A drenagem dos túneis hidrelétricos deve ser cuidadosamente planejada e realizada de maneira controlada com a depressurização lenta das águas subterrâneas, a fim de limitar a instabilidade no túnel. Benson (1989) fornece diretrizes para as taxas de esvaziamento baseadas na qualidade da rocha. Rothfuss et al. (2011) apresenta os principais requisitos, bem como os objetivos de uma inspeção manual em túneis da seguinte forma:

- Trabalhar com segurança.
- Documentar a condição do túnel.
- Priorizar quaisquer anomalias em relação a possíveis impactos na estrutura do túnel.
- Desenvolver um plano para acessar e reparar as anomalias encontradas.
- Estimar a vida útil remanescente confiável com e sem reparos.
- Integrar informações de planejamento no plano de gerenciamento de ativos.

Fippen *et al.* (2018) apresentam o planejamento e a execução de um túnel hidrelétrico de 30 km envolvendo uma equipe multidisciplinar para avaliação da integridade do túnel e a viabilidade de sua reabilitação. Gerstner *et al.* (2013) apresentam uma lista completa de anomalias no revestimento de concreto de túneis hidrelétricos.

As inspeções visuais geralmente exigem um planejamento extenso, podendo levar anos, devido ao maior tempo necessário para drenar o túnel e todo o planejamento associado para uma interrupção prolongada. Portanto, recomenda-se que as inspeções com ROV sejam executadas antes de uma inspeção visual para fornecer informações preliminares úteis. Drones também podem ser utilizados para inspeção preliminar em áreas suspeitas ou instáveis.

5.3 TECNOLOGIA E AVANÇOS NOS ROVS

Os veículos operados remotamente (ROVs) têm sido utilizados para inspeções subaquáticas de barragens e outras estruturas hidráulicas há décadas e, mais recentemente, têm sido empregados cada vez mais especialmente na inspeção de longos túneis hidrelétricos. Os ROVs geralmente estão conectados à cabos para fornecimento de energia e transferência de dados coletados durante a inspeção. A capacidade de manobra dos ROVs permite que eles acessem geometrias complexas através de chaminés de equilíbrio e tomadas d'água para entrada em longos túneis hidrelétricos.

A Figura 5 ilustra dois dos ROVs mais versáteis e amplamente utilizados na indústria para a inspeção de túneis hidrelétricos longos, incluindo o *Saab Seaeye Sabertooth*, e o *Sub-Atlantic Mohican*. O ROV *Saab Seaeye Sabertooth* tem capacidade de manobra de 360° para acessos complexos, enquanto o *Mohican* foi projetado para operar em condições de fluxo intenso.



Figura 5 - ROV *Saab Seaeye Sabertooth* e ROV *Sub-Atlantic Mohican*

A inspeção mais longa de um túnel hidrelétrico com acesso único foi de 12 km no Snowy Mountains Scheme, na Austrália, e a inspeção total mais longa com acessos múltiplos foi realizada no túnel de abastecimento de água potável Paijanne de 120 km em Helsinque, na Finlândia. Os ROVs operam em profundidades acima de 600 m e alguns são capazes de operar até 2.000 m.

Em águas claras com baixa turbidez, os ROVs podem fornecer fotografias de alta resolução e imagens de vídeo de observações interessantes. Sob condições de alta turbidez, os sonares de imagem e os sonares perfiladores são utilizados para fornecer dados contínuos de vídeo de 360 graus para uma reconstrução de modelo 3D através de nuvens de pontos de alta resolução e visualizações associadas. Embora os ROVs possam navegar rapidamente em condições de fluxo zero, é importante planejar o tempo necessário para realização de uma inspeção com a finalidade de garantir que sejam obtidos dados de alta qualidade. Com base nas inspeções realizadas até o momento, não é possível confirmar, por meio de sonar, a diferença entre a rocha natural e as seções revestidas de concreto projetado ao longo de um túnel, portanto, as conclusões sobre o estado de erosão ou as condições do concreto projetado são difíceis, exceto a possível identificação de fissuras ou desmoronamentos.

Por fim, os especialistas em ROV desenvolveram e utilizam softwares de visualização para auxiliar nas observações durante uma inspeção, como mostra a Figura 6, sendo este um requisito fundamental como parte dos serviços de inspeção com ROV, pois permite a identificação imediata de locais importantes onde detritos possam estar presentes ao longo de um túnel. A integridade dos revestimentos de túneis antigos é de suma importância como parte da avaliação geral das condições para um túnel hidrelétrico e para entender se há alguma deterioração ou formação de vazios. Até o momento não existem abordagens padrão para a investigação e inspeção da integridade dos

revestimentos de concreto projetado, moldado ou revestimentos em aço dentro de túneis hidrelétricos, incluindo a presença de vazios por detrás dos revestimentos. O uso de formas modificadas de radar de penetração do solo, reflexão sísmica e técnicas de emissão acústica devem ser desenvolvidas no futuro para que uma inspeção ROV possa fornecer essas informações importantes.

Os operadores hidrelétricos continuarão se beneficiando de novos avanços tecnológicos para ROVs, incluindo maior propulsão, melhor manobrabilidade e controles, resolução de dados de imagem e sonares aprimorados para futuras inspeções com ROV de túneis hidrelétricos.

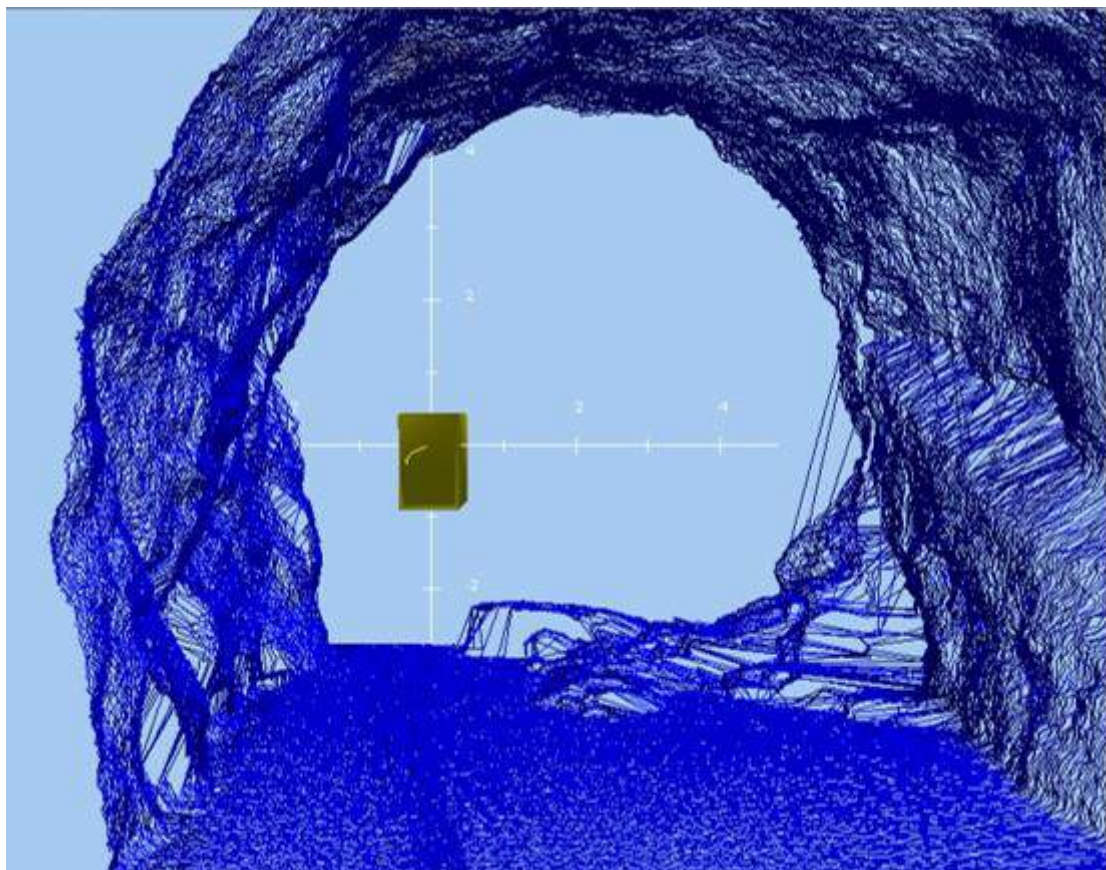


Figura 6 - Visualização durante uma inspeção com ROV

5.4 TECNOLOGIA PARA INSPEÇÕES MANUAIS

As inspeções visuais (ou presenciais) em túneis drenados se beneficiam do fato de ter acesso direto ao longo do túnel para observações detalhadas com identificação de possíveis anomalias, como erosões e detritos. Outro benefício importante é que amostras de revestimentos de concreto (projetado ou moldado) podem ser obtidas e sua durabilidade e resistência analisadas.

Uma das maiores incertezas com revestimentos de concreto de antigos túneis hidrelétricos é a integridade do revestimento, uma vez que muitos túneis eram suportados por vigas de madeira que normalmente apodrecem ao longo do tempo e resultam na formação de vazios por trás do revestimento. Vários métodos de investigação estão disponíveis na indústria para inspeções visuais, como segue (MONTERO *et al.*, 2015):

- Observações visuais.

- Teste de resistência.
- Métodos sônicos e ultrassônicos.
- Métodos magnéticos.
- Métodos elétricos.
- Métodos de termografia.
- Métodos de radar.
- Métodos de radiografia.
- Métodos de endoscopia.

Montero *et al.* (2015) também apresentam uma lista completa de tecnologias robóticas para uso em inspeções manuais, juntamente com suas vantagens e limitações, incluindo:

- Métodos de fotogrametria.
- Métodos de impacto.
- Métodos a laser e.
- Métodos de perfuração.

Avanços tecnológicos também estão sendo desenvolvidos para novos métodos híbridos a fim de fornecer informações adicionais durante as inspeções visuais.

6 INFORMAÇÕES SUPLEMENTARES DE INSPEÇÃO

6.1 DETECÇÃO, INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE VAZAMENTOS (EXFILTRAÇÃO)

Um problema comum tanto em túneis hidrelétricos antigos como novos é a perda de água por vazamento (ou exfiltração) durante as operações normais do túnel. As vias de vazamento típicos para novos túneis são as falhas geológicas, e para túneis antigos através de trincas ou fissuras formadas no revestimento de concreto.

As inspeções de túneis hidrelétricos são realizadas especificamente para identificar locais de possíveis vazamentos, e tanto as inspeções com ROV quanto as inspeções visuais são aplicáveis para esta finalidade.

Métodos de resistividade magnetométrica são capazes de identificar caminhos de fluxo d'água através do solo (JESSOP *et al.*, 2018) e o uso especializado deste método foi implementado para detectar com sucesso locais de vazamentos ao longo de um túnel hidrelétrico durante inspeções com ROV. Estas inspeções adicionais podem ser realizadas simultaneamente com uma inspeção padrão com ROV e fornecem informações valiosas para o planejamento e a estimativa de trabalhos de mitigação, como o pós-injeção do revestimento de concreto para impedir ou limitar o vazamento de túneis hidrelétricos.

A confirmação do local de vazamento das seções não revestidas de um túnel hidrelétrico é extremamente difícil durante uma inspeção visual, pois as falhas se fecham com a despressurização do túnel e, portanto, recomenda-se realizar uma inspeção com ROV antes de uma inspeção visual.

6.2 INJEÇÃO DE CORANTE OU INDICADORES PARA LOCALIZAÇÃO DE VAZAMENTOS

A localização de vazamentos (ou exfiltração) nos túneis hidrelétricos durante as operações pode ser avaliada com a injeção de corante durante uma inspeção subaquática com ROV. Sob condições de fluxo zero, é possível visualizar a perda de corante ou indicador liberada de um ROV, que flui para uma fenda aberta dentro de um revestimento de concreto moldado ou projetado ou para uma fratura de rocha aberta ao longo de uma seção não revestida do túnel.

Além disso, os indicadores compostos por fios de nylon brilhante, podem ser conectados a um ROV e na presença de vazamento em um túnel, os fios são puxados para o local, fornecendo uma indicação visual

da localização real do vazamento. Métodos acústicos de detecção de vazamentos foram utilizados com sucesso na indústria de dutos e podem ser aplicáveis ao uso efetivo em túneis hidrelétricos, implementando um microfone subaquático para detectar sons estáticos incomuns associados à vazamentos.

São necessárias condições de não turbidez tanto para os métodos de detecção com indicadores quanto para os métodos de injeção de corante para confirmação do vazamento pela câmera de vídeo. Os locais indicados por estes métodos indiretos de detecção de vazamentos de uma inspeção com ROV podem ser confirmados durante uma inspeção visual.

7 SERVIÇOS ESPECIAIS OU ADICIONAIS

Os ROVs tem sido aperfeiçoados para executar funções ou serviços adicionais em inspeções subaquáticas, que incluem o seguinte:

- Limpeza dos *rock traps*.
- Limpeza/dragagem de detritos.
- Instalação de plugs de pressão.

Inspeções subaquáticas com ROV usualmente confirmam que os *rock traps* se encontram preenchidos por detritos, havendo então a necessidade de executar um desassoreamento e remover todos os detritos para que os *rock traps* possam continuar funcionando em operações futuras, não permitindo a passagem de detritos para os condutos forçados e para casa de força.

Da mesma forma, os detritos ao longo do piso de um túnel podem ser limpos e removidos utilizando um ROV, através da dragagem, para evitar a necessidade de drenar o túnel e o risco de possíveis danos.

Por fim, aplicações subaquáticas especiais dentro de túneis e poços hidrelétricos incluem a necessidade de instalar um plug de pressão para permitir que os trabalhos de reparo sejam realizados com segurança.

8 AVALIAÇÃO DOS DADOS OBSERVADOS

8.1 GENERALIDADES

Os dados obtidos de uma inspeção de túnel devem ser cuidadosamente avaliados em relação a todas as informações importantes do projeto para identificar possíveis correlações, a fim de compreender e avaliar as condições existentes e seus riscos para operações futuras.

Uma quantidade considerável de esforço e tempo devem ser alocadas para a avaliação dos dados de uma inspeção de túnel e não deve ser limitada, para que nenhum risco significativo deixe de ser identificado.

8.2 APRESENTAÇÃO DOS DADOS FACTUAIS

As seguintes informações devem ser apresentadas a partir dos dados observados em uma inspeção de túnel:

- Perfil geométrico do túnel.
- Localização e volume de detritos ao longo do piso do túnel.
- Quantidade, tamanho e localização de rochas ou blocos de revestimento (concreto projetado ou moldado).
- Quantidade, tamanho, profundidade e localização da erosão.

- Quantidade, tamanho e localização de defeitos ou fissuras associados ao revestimento do túnel (concreto projetado ou moldado).
- Qualquer outro dano ou anomalia incomum ou imprevista.

O perfil geométrico do túnel, obtido através da inspeção, deve ser comparado com as informações originais da construção, se disponíveis, para identificar possíveis alterações não previstas. A seção transversal do túnel atualizada pode ser considerada para atualizar os parâmetros hidráulicos da distribuição da velocidade de fluxo para todo o túnel. É muito útil desenvolver um modelo tridimensional (3D) de todo o perfil do túnel para visualização de áreas de *overbreak* ou seções transversais reduzidas. A Figura 7 apresenta um exemplo de uma vista 3D do perfil interno de um túnel, destacando a presença de erosão e detritos ao longo do piso do túnel, que podem ser comparados com observações de inspeções anteriores ou subseqüentes.

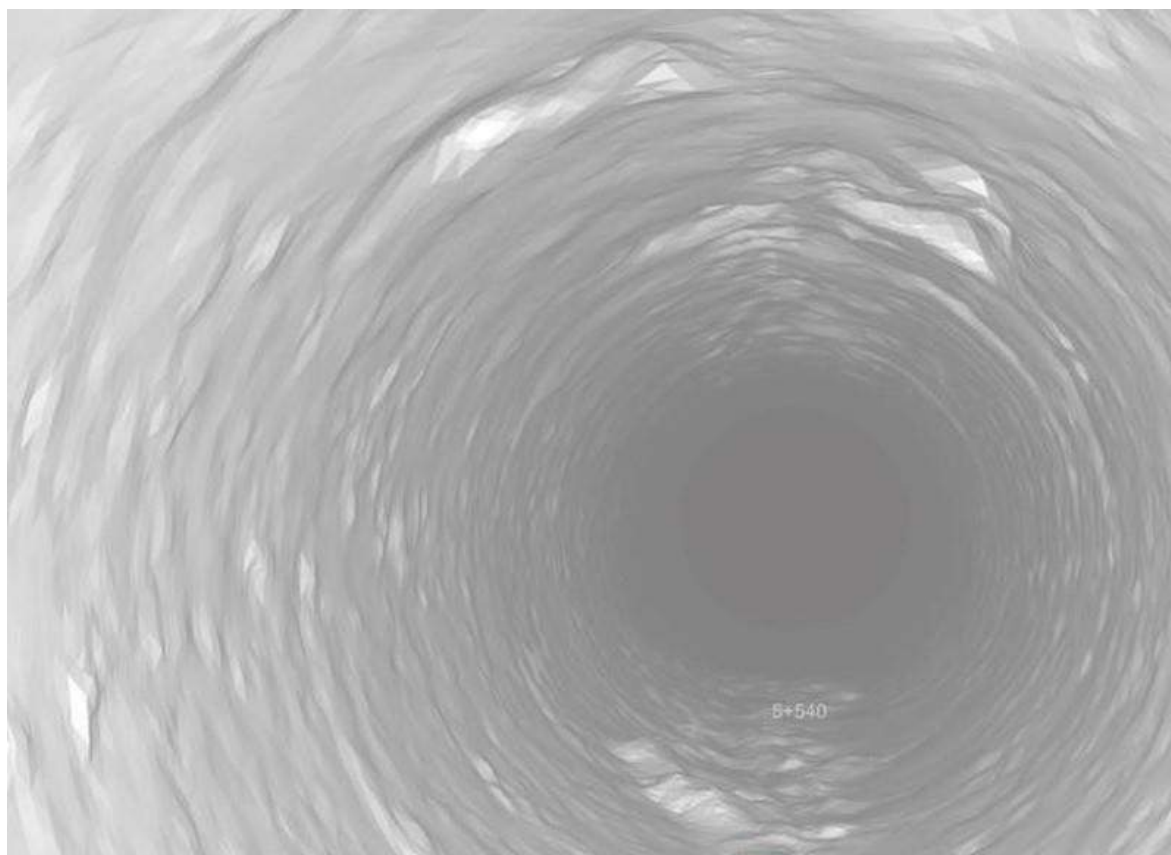


Figura 7 - Vista do modelo 3D do perfil interno de um túnel

A presença de erosão e detritos ao longo de um túnel é de extrema importância, pois representa algumas das informações mais importantes sobre a condição e performance do túnel. Volumes ou vazios formados devido à erosão em áreas de rochas de baixa resistência geralmente se concentram e aumentam durante o prosseguimento das operações. Se estiverem presentes ao longo da abóbada do túnel eles podem se manifestar em instabilidade ou deslocamentos de blocos de rocha ou mesmo um colapso em larga escala com o bloqueio parcial ou total do túnel. Aumentos nos volumes de erosão e detritos após as operações em andamento são extremamente importantes na identificação e comparação com inspeções anteriores como parte de uma avaliação das condições do túnel. Todas as informações devem ser relatadas em tabelas apropriadas para facilitar comparações e avaliações.

A Figura 8 ilustra um exemplo de uma vista externa de um túnel hidrelétrico escavado por método *Drill and Blast*, mostrando seções adjacentes revestidas de concreto e sem revestimento, criada utilizando um software especializado. Esses exemplos de visualização geralmente não são preparados como parte dos serviços de um contratado de ROV e, portanto, requerem serviços adicionais como parte do pós-

processamento de dados de uma inspeção. Os softwares típicos que podem ser usados para preparar essas imagens são o *Polyworks* e o *Geomagic*, que podem lidar com grandes arquivos de dados de nuvem de pontos. As condições dos revestimentos de túneis de concreto projetado ou moldado são tipicamente de maior interesse e, portanto, também é necessário que inúmeras visualizações 3D sejam preparadas a partir dos dados de inspeção para apresentar observações relevantes, como a geometria das transições dos revestimentos onde a erosão geralmente ocorre e quaisquer alterações significativas na geometria do perfil do túnel. A Figura 9 apresenta um exemplo de dados de alta resolução de uma transição de uma seção de revestimento em concreto.

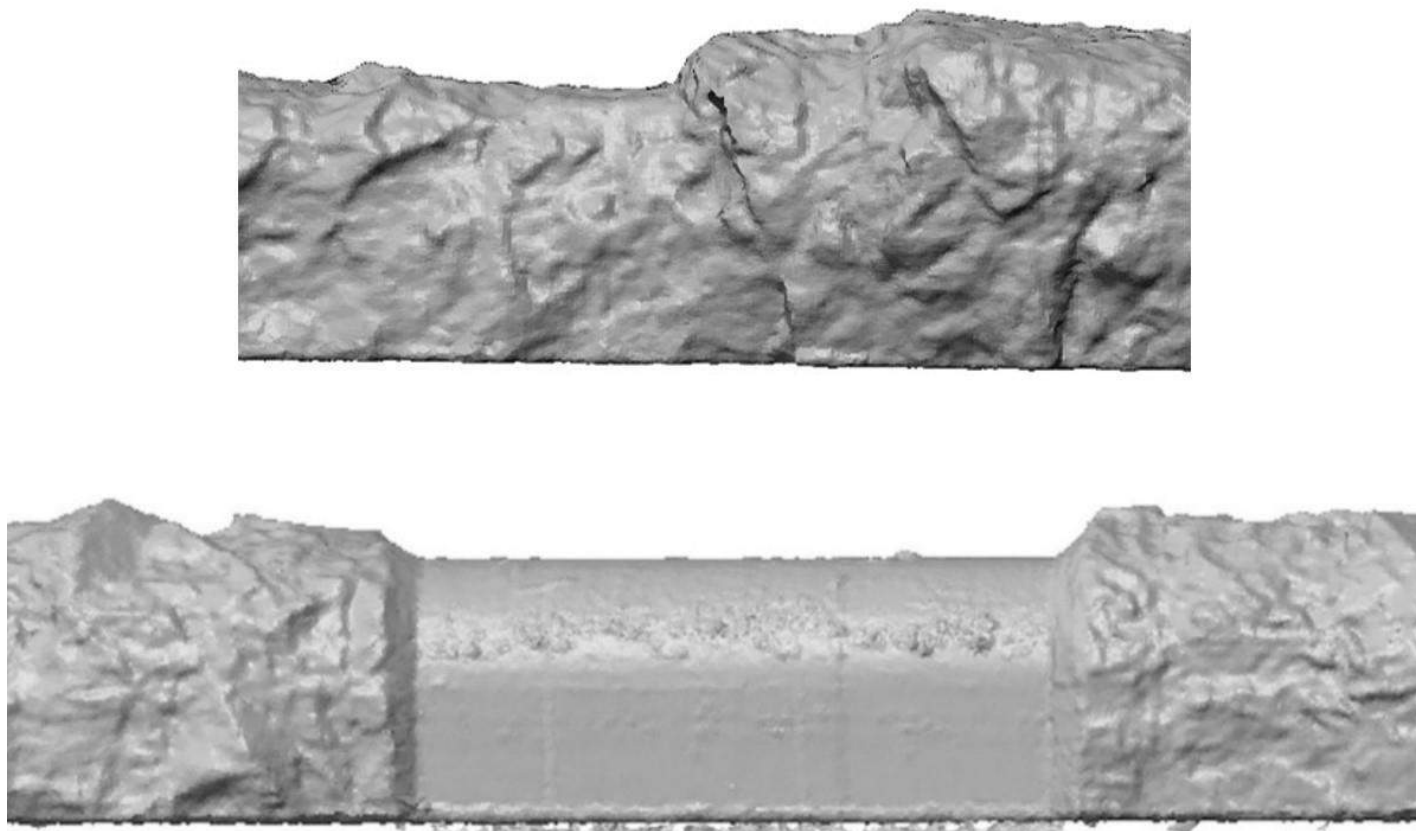


Figura 8 - Vista 3D do perfil externo do túnel

Os demais dados observados devem ser apresentados no perfil longitudinal do túnel em relação às condições geotécnicas *as-built* ou encontradas, para permitir a possível identificação de correlações, como volumes de detritos localizados próximos a falhas geológicas ou fendas localizadas ao longo das formações geológicas pouco resistentes, onde o revestimento de concreto foi submetido a carga cíclica e a deterioração do substrato por de trás do revestimento. Os dados observados devem ser quantificados em um formato útil e prático para a apresentação e visualização dos resultados totais.

Um aspecto importante que comumente é esquecido é a capacidade de armazenamento dos *rock traps*, sendo assim, o volume existente de detritos de rocha dentro destes *rock traps* deve ser quantificado durante a inspeção e comparados com informações anteriores, se disponíveis.

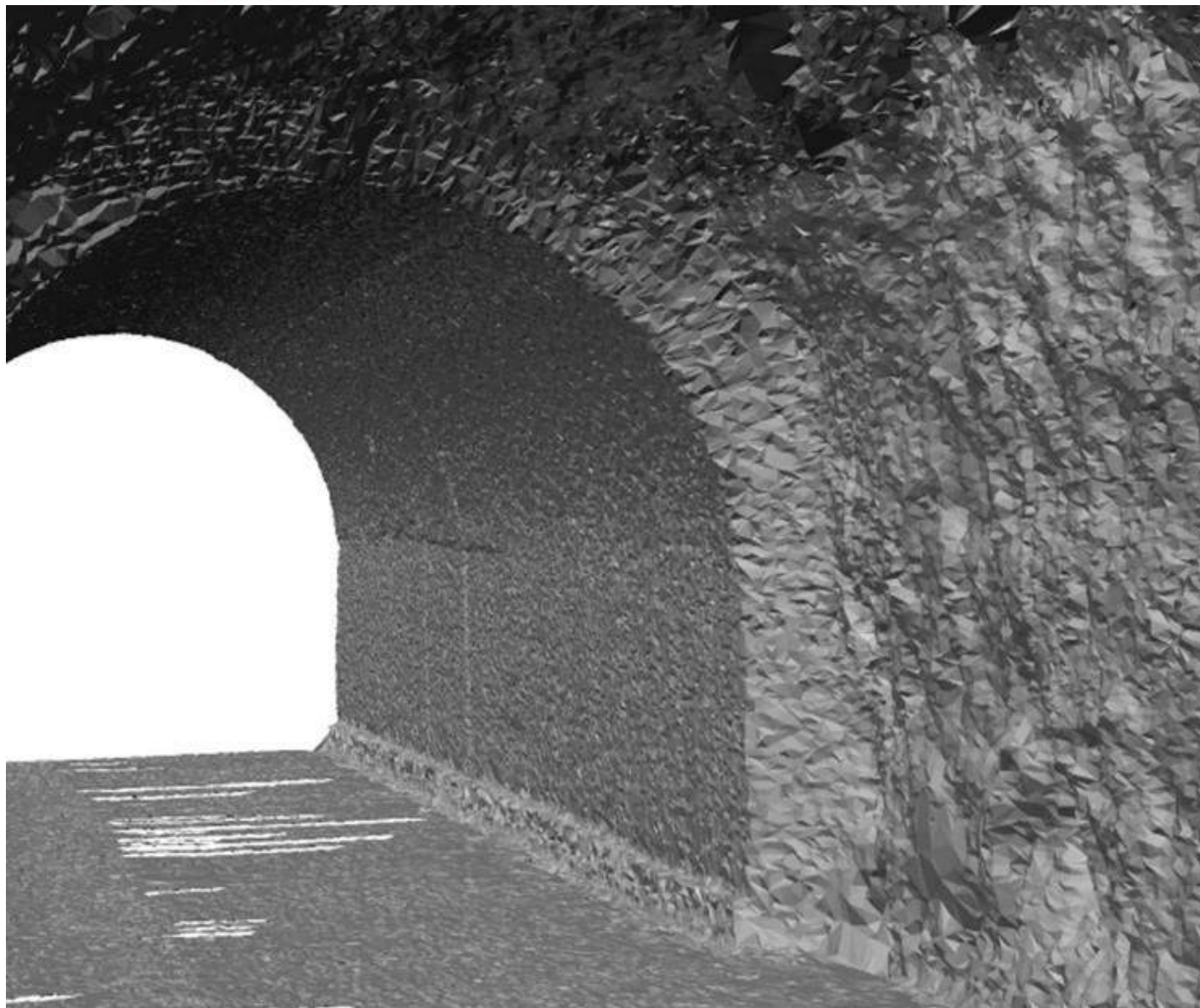


Figura 9 - Transição do revestimento de concreto para rocha em um túnel

8.3 INTERPRETAÇÃO DE DADOS COM OPERAÇÕES HIDRÁULICAS

Os resultados da inspeção do túnel devem ser avaliados em relação ao histórico das operações hidráulicas, de maneira a identificar possíveis correlações entre estas informações. Por exemplo, áreas de velocidade baixa no fluxo confirmadas por seções transversais ampliadas em toda a extensão longitudinal do túnel podem estar associadas ao acúmulo de detritos no piso do túnel. Da mesma forma, áreas de alta velocidade confirmadas a partir da seção transversal reduzida do túnel podem estar associadas a pontos de erosão concentrada. Além disso, a localização de grandes detritos rochosos ao longo do piso do túnel pode ser comparada com os pontos observados de rochas desprendidas da abóboda do túnel.

8.4 CORRELAÇÃO COM INFORMAÇÕES HISTÓRICAS RELEVANTE

Os dados obtidos na inspeção de um túnel podem incluir observações de defeitos (fissuras) no revestimento em concreto projetado ou moldado, locais de erosão e outras informações relevantes. Uma avaliação abrangente de todos os dados obtidos na inspeção deve ser realizada e uma tentativa deve ser feita para correlacioná-la com as informações históricas da construção. Por exemplo, os locais

de infiltrações durante a construção do túnel original podem ser associados a possíveis locais de vazamentos durante as operações, particularmente para seções não revestidas do túnel. Além disso, os locais de instabilidade das falhas geológicas observadas durante a construção original do túnel podem estar associados a locais de fissuras nas seções de concreto projetado ou moldado.

9 AVALIAÇÃO DE RISCOS DO TÚNEL

A avaliação de risco para um túnel hidrelétrico representa um desafio de engenharia complexo que deve considerar os critérios apresentados na Seção 3.1. Os aspectos mais importantes a serem considerados são idade, operações hidráulicas e revestimento do túnel. A Figura 10 apresenta uma matriz geral de risco qualitativa com base nesses aspectos-chave que devem ser considerados para uma avaliação preliminar de um provável perfil de risco para um túnel hidrelétrico.

Após a conclusão de uma inspeção de túnel, uma avaliação de risco atualizada ou nova deve ser realizada com base nas informações obtidas na inspeção e as avaliações de risco qualitativas e quantitativas devem ser concluídas. Uma avaliação qualitativa de risco deve ser baseada em todas as observações históricas e recentes feitas durante a inspeção, problemas históricos, incluindo falhas de vazamento ou instabilidades, e operações hidráulicas históricas e normais.

Revestimento	Hidráulica	< 15 anos	10 - 30 anos	> 30 anos
Sem/Rocha	Pico	Amarelo	Vermelho	Vermelho
	Não-Pico	Amarelo	Amarelo	Vermelho
Concreto Projectado	Pico	Amarelo	Amarelo	Vermelho
	Não-Pico	Verde	Amarelo	Amarelo
Concreto	Pico	Verde	Verde	Amarelo
	Não-Pico	Verde	Verde	Amarelo

Nota: Não revestido refere-se a condições de rocha justas e de baixa qualidade.

CLASSIFICAÇÃO DE RISCOS	
Extremo	Vermelho
Muito Alto	Vermelho
Alto	Amarelo
Médio	Amarelo
Baixo	Verde
Muito Baixo	Verde

Figura 10 - Matriz de risco qualitativo para inspeção de túnel

Rothfuss *et al.* (2011) apresentam descrições qualitativas das classificações de avaliação das condições do túnel (excelente, boa, razoável e ruim) para confiabilidade em operações futuras que servem como uma útil avaliação preliminar de risco.

Uma avaliação quantitativa dos riscos deve ser baseada em premissas otimistas e pessimistas para fornecer uma indicação da vida útil restante do túnel hidrelétrico antes de um grande colapso. O método apresentado por Rosin (2005) representa uma abordagem muito útil. Essa avaliação baseia-se no acúmulo de probabilidades de falha devido à instabilidade identificada ou mecanismos de falha que são considerados plausíveis com base na consideração das seguintes informações principais:

- História do túnel/poço, geologia e suporte/revestimento instalado durante a construção original.
- Informações de relatórios de inspeção e reparos anteriores.
- Identificação de áreas de riscos com base nas informações de inspeção do túnel.
- Revisão de casos de falhas geológicas de túneis hidrelétricos em geologia semelhante.

A probabilidade anualizada de um colapso do túnel, P_A , é definida da seguinte forma:

$$P_A = P_e \times NRS \times P_c$$

Onde P_e é a probabilidade anual de um evento de início, NRS é o número de locais de risco em que a falha é considerada possível e P_c é a probabilidade condicional de falha em cada um dos locais de risco. Os valores NRS selecionados para a avaliação de risco devem basear-se na consideração do número de seções revestidas de concreto ou não revestidas ao longo do túnel, o número de ocorrências históricas de instabilidades e o número de *rock traps* disponíveis. Os resultados de uma avaliação quantitativa de riscos podem fornecer estimativas da vida útil restante de um túnel hidrelétrico, podendo prever a ocorrência de um colapso com antecedência, o que representa informações importantes para planejamento e manutenção de reparos futuros. Recomenda-se aos operadores hidrelétricos que já passaram por esse problema, que coloquem a própria experiência aos demais por meio de apresentações e simpósios com especialistas em túneis hidrelétricos, a fim de evitar eventos futuros.

10 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

São apresentadas as seguintes conclusões e recomendações para inspeções em túneis hidrelétricos:

- Túneis hidrelétricos são componentes de grande importância para assegurar as operações de geração de energia e devem ser inspecionados para evitar interrupções nas operações.
- A frequência das inspeções deve basear-se na consideração de todos os critérios técnicos importantes, incluindo a idade do túnel existente, projeto e construção originais, problemas históricos de construção e operação, reparos históricos e operações hidráulicas.
- Uma revisão de todas as informações históricas importantes deve ser realizada antes de uma inspeção para identificar locais de interesse particular durante uma inspeção.
- Deve ser considerado um tempo adequado para inspeções em túneis, para que a qualidade das informações não seja comprometida.
- Tecnologias de ponta devem ser utilizadas para inspeções com ROV a fim de obter a melhor qualidade de informação possível.
- A integridade dos revestimentos de concreto projetado, moldado ou em aço só pode ser inspecionada e investigada por ROVs utilizando métodos visuais e sonares atuais, os quais devem ser complementados no futuro com métodos de penetração.
- Os métodos de detecção de vazamentos devem ser incluídos nas inspeções com ROV, especialmente para túneis antigos.
- Uma avaliação técnica abrangente de todos os dados da inspeção e das informações históricas, deve ser realizada por um especialista em túneis hidrelétricos com a finalidade de fornecer uma avaliação abrangente dos riscos do túnel.
- Uma avaliação abrangente dos riscos deve ser realizada como parte de um plano de gerenciamento de ativos para fornecer uma indicação do perfil de risco de um túnel hidrelétrico antigo.
- Desenvolvedores de projetos de energia hidrelétrica devem tomar conhecimento das causas e lições aprendidas com a recente série de colapsos de túneis para evitar eventos futuros.

11 AGRADECIMENTOS

Este documento representa a tradução da versão original em inglês que foi apresentada na Conferência HYDRO 2020 em Estrasburgo, França. A permissão para republicar o artigo é amplamente reconhecida pelo International Journal of Hydropower & Dams. A tradução da versão original para o português pelo engenheiro Manfredo Belohuby da Sika Brasil é muito apreciada.

REFERÊNCIAS

- [1] BENSON, R.P. 1989. **Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels**. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 4, No. 2, pp. 155-170.
- [2] BROX, D. 2019. **Hydropower Tunnel Failures – Risks and Causes**, International Tunneling Association World Tunnel Congress, Naples, Italy.
- [3] FIPPEN, R., SKETCHLEY, J., REDHORSE, T., and TSZTOO, D. 2018. **In-Depth Inspection of a Century-Old San Francisco Water Tunnel**, North American Tunnel Conference, Washington, DC.
- [4] GERSTNER R., NETZER, E., and VOGL, A. 2013. **Long-term Behaviour of Pressure Tunnels**. Geomechanics and Tunnelling 6, No. 5. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.
- [5] JESSOP, M., JARDANI, A., REVIL, A., and KOFOED, V. 2018. **Magnetometric resistivity: a new approach and its application to the detection of preferential flow paths in mine waste rock dumps**. Geophys. J. Int. (2018) 215, 222-239.
- [6] MONTERO, R., VICTORES, J.G., MARTÍNEZ, S., JARDÓN, A., and BALAGUER, C. 2015. **Past, Present and Future of Robotic Tunnel Inspection**. Automation in Construction, Elsevier.
- [7] ROSEN, S. 2005. **Geotechnical Risk Assessment and Management for Maintenance of Water Conveyance Tunnels in South Eastern Australia**. AGS-AUCTA Mini-Symposium: Geotechnical Aspects of Tunneling for Infrastructure Projects.
- [8] ROTHFUSS, B.D., BEDNAR, S., and CLARKE, E. 2011. **Water Tunnel Condition Assessment: A Comprehensive Approach to Evaluating Reliability**, Hydrovision, Sacramento, USA.

Todas as Figuras apresentadas no artigo técnico, exceto a do lado direito da Figura 5 que foi fornecida com a permissão do Hibbard Inshore LLC, são do autor.

MANUTENÇÃO ESTRUTURAL TÚNEIS 7 e 8 – FERROVIA DO TRIGO – RIO GRANDE DO SUL - RUMO

N. M. B. Stein

Rumo – Gerência de Infraestrutura e OAEs, Canoas, Brasil

H. C. Manrique

Rumo – Gerência de Infraestrutura e OAEs, Curitiba, Brasil

M. N. C. Brasil

Rumo – Gerência de Infraestrutura e OAEs, Curitiba, Brasil

Resumo: A manutenção de túneis ferroviários é um tema pouco discutido no âmbito da Engenharia, com poucos materiais que visam abordar não só as patologias mais comuns, mas também as soluções de manutenção empregadas e os desafios encontrados na sua implantação. As execuções dessas obras englobam vários desafios, incluindo a realização dessas em trechos em operação da ferrovia. Dessa forma, o presente artigo tem como objetivo apresentar o projeto desenvolvido nos túneis denominados 7 e 8, localizados no município de Guaporé-RS, na Ferrovia do Trigo, ambos sob concessão da Rumo Logística. O trabalho se divide na apresentação do problema originário da intervenção, contexto geológico-geotécnico, ferramentas utilizadas para diagnóstico e definição das soluções e metodologia de manutenção aplicadas. O projeto foi desenvolvido através de uma setorização, otimizando as soluções empregadas, estando entre elas a execução de recuperação do sistema de drenagem e reforço estrutural, que foi dividido em sistema de estabilização em tela metálica de alta resistência com chumbadores, e concreto projetado.

1 INTRODUÇÃO

Os túneis objeto das atividades de manutenção estrutural estão localizados na Ferrovia do Trigo, interligação entre os municípios de Roca Sales e Passo Fundo, região serrana do Rio Grande do Sul. Os túneis estão localizados no mesmo trecho da ferrovia, distanciados por um trecho em aterro de aproximadamente 800,00 metros, entre os municípios de Guaporé e Serafina Corrêa.

O túnel 8 inicia no km 69+214 e possui 293 metros de extensão, e o túnel 7 inicia no km 70+264 e conta com 508 metros de extensão. Ambos foram construídos pelo Primeiro Batalhão Ferroviário do Exército, durante a década de 70.

Desde que a RUMO obteve concessão do trecho citado, os problemas estruturais dos túneis são conhecidos, e alvo de inspeções de monitoramento. Recorrentemente eram identificados no trecho deslocamentos e queda de material da abóboda e parede dos túneis. Conforme o histórico da operação do trecho, havia o registro da manifestação patológica há aproximadamente 20 anos, e o mesmo se intensificava com o passar do tempo, não indicando uma condição de futura estabilidade do processo, indicando um provável cenário de colapso total da estrutura em um curto período de tempo, o que justificou o investimento de maior porte na manutenção. O contexto geológico-geotécnico do local compõe-se de basaltos amigdaloidais intensamente fraturados que condicionaram a percolação de água ao longo dos anos, gerando diversas manifestações patológicas e muitos pontos de infiltração.

Entre os anos de 2019 e 2020 foram realizados os estudos de diagnóstico e projeto executivo, onde foram determinadas as soluções de manutenção, englobando a utilização de sistema de estabilização com tela metálica de alta resistência fixada através de chumbadores, concreto projetado aliado a chumbadores e implantação de elementos de drenagem profunda (DHPs).

Visto a diversidade de manifestações patológicas ao longo dos túneis, as soluções foram setorizadas e a obra de manutenção iniciou em novembro de 2020. Considerando a proximidade entre os túneis, optou-

se por uma mobilização de canteiro central no pátio ferroviário de Guaporé (NGP) e um canteiro avançado posicionado entre os túneis, dentro da faixa de domínio, com 200 metros de distância até o túnel 8 e 600 metros até o túnel 7.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO E GEOMORFOLÓGICO

Os túneis se inserem no contexto geológico da Província Magmática do Paraná, também conhecida como Formação Serra Geral. Caracterizada por rochas de natureza vulcânica, de resfriamento rápido, em sua maioria basaltos, sobrepostas a arenitos vulcânicos da Formação Botucatu.

Na região mais crítica do túnel 7, emboque norte, observou-se a presença de basaltos vesiculares amigdaloidais, preenchidos por quartzo, com lentes areníticas. Esse tipo de rocha também é conhecido na Geologia de Engenharia como brecha (Figura 1). Além dessas características litológicas, também se observou um aumento intenso do fraturamento das rochas, conferindo a esse local menor resistência as intempéries e facilidade na percolação de água.

Chiossi (2013) ressalta que a presença de descontinuidades em rochas, ou seja, regiões de baixa resistência no maciço possibilitam a degradação rápida de alguns tipos litológicos e suas tensões, propiciando seu relaxamento.

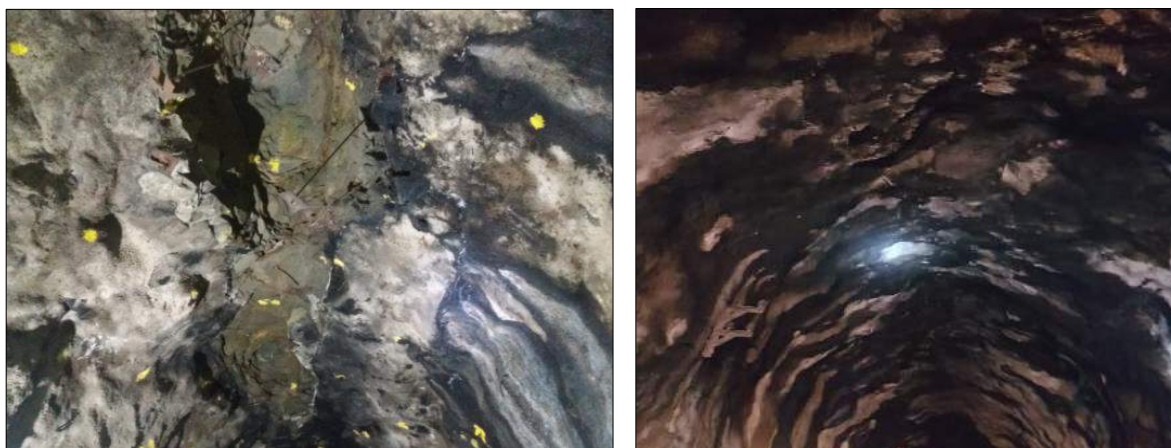


Figura 1 - À esquerda, basalto amigdaloidal, também conhecido como brecha, que ocorre na parte mais crítica do túnel 7; à direita, desprendimento de bloco na abóboda onde há mapeamento de falha

O projeto original do túnel, disponibilizado pelo Primeiro Batalhão Ferroviário do Exército descreve a presença de uma falha geológica entre os quilômetros 70+529 e 70+544. Neste trecho do túnel 7, era identificada a infiltração do maior volume de água e também onde se concentram as manifestações patológicas com maior risco, caracterizado principalmente pelo desprendimento de blocos e pelo deslocamento de tirantes na abóboda.

Apesar de uma falha geológica ser decorrente de processo tectônico antigo, admite-se nessas estruturas movimentos contemporâneos, neotectônicos, descritos por Salamuni (1998) e que podem ou não reativar estruturas, sem mudanças significativas de orientação, mas com movimentos relativos à campos de tensão.

Os parâmetros de resistência considerados no projeto foram obtidos através de estudos apresentados por Rigo (2005) e Gobbi (2011), em que consideram e descrevem o comportamento geomecânico de rochas efusivas da Formação Serra Geral e aplicação numérica em túneis do estado do Rio Grande do Sul.

3 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Para diagnóstico se realizou o levantamento de dados e parâmetros estruturais descritos no projeto original dos referidos túneis, arquivado e disponibilizado pelo Primeiro Batalhão Ferroviário do Exército, de Lages – SC. Além desses dados, também se executou levantamento por laser scanner, (Figura 2) em que foi possível determinar a posição e as dimensões exatas de todos os grupos de patologias.



Figura 2 – à esquerda, mosaico de imagens do *laser scanner*, região da abóboda do T2, onde ocorria maior concentração de desprendimento de blocos. À direita, imagem com destaque para locais com desprendimento do concreto projetado

Para validação das informações também foram realizadas inspeções técnicas, a fim de identificar as manifestações patológicas e dividi-las em grupos, sendo eles: drenagem, deslocamento do revestimento, queda de blocos, trincas generalizadas no revestimento, nichos/deslocamentos no concreto estrutural.

Nos emboques dos túneis 7 e 8 observou-se a presença de drenos obstruídos por lixiviação do material, causando tamponamento total e parcial destes dispositivos.

Pontualmente também se observou a tentativa de execução empírica de perfurações (Figura 3). Não há registros de todas as manutenções realizadas nos túneis desde o início de sua operação, na década de 70, sendo assim, acredita-se que essas perfurações foram executadas como uma tentativa de aliviar as tensões do concreto e possibilitar o escoamento de água.

Os túneis apresentavam revestimento de concreto projetado ao longo de seu comprimento e nos emboques possuem revestimento em concreto armado. Diversas manifestações patológicas foram identificadas em inspeção técnica (Figura 3). Destaca-se que a existência dessas, assim como o aumento da degradação, são diretamente associadas com a intensa percolação de água observada e ausência de manutenção rotineira ao longo dos anos.

As manifestações patológicas identificadas ao longo dos túneis foram divididas por seções, de acordo com a extensão e gravidade de ocorrência, as quais serviram como base para a elaboração do projeto executivo.

O projeto original apontava a existência de tirantes apenas entre as estacas 70+529 e 70+543, em campo, verificou-se a presença de chumbadores e tirantes em grande parte da extensão do túnel, uma vez que se apresentavam expostos pela queda de blocos e deslocamentos do concreto projetado, indicando que ao longo dos mais de 40 anos de vida útil do túnel, ocorreram intervenções buscando melhorar a condição de estabilidade dos mesmos.



Figura 3 - À esquerda, destaque para as perfurações empíricas realizadas no túnel 8, a fim de possibilitar escoamento da drenagem; à direita, destaque para os deslocamentos de concreto projetado nas paredes do túnel 7.

Nos locais onde o fraturamento do maciço rochoso era mais vertical se concentravam os deslocamentos do concreto projetado das paredes do túnel e deslocamentos de maciço da abóboda.

Na abóboda ocorria queda de blocos, mesmo nas regiões tratadas com chumbadores e tirantes. A região com maior fraturamento e queda de blocos e revestimento se associa com a região do túnel em que é observada a presença de basalto vesicular e indícios de ocorrência de falha geológica.

Através da análise da nuvem de pontos levantadas com escaneamento a laser, constatou-se entre as estacas dos km 70+680 e 70+690, a perda da concavidade da abóboda (Figura 4). A alteração da geometria do túnel devido a constante queda de material, colocava em risco a condição de estabilidade global da estrutura, alterando suas capacidades de suporte.

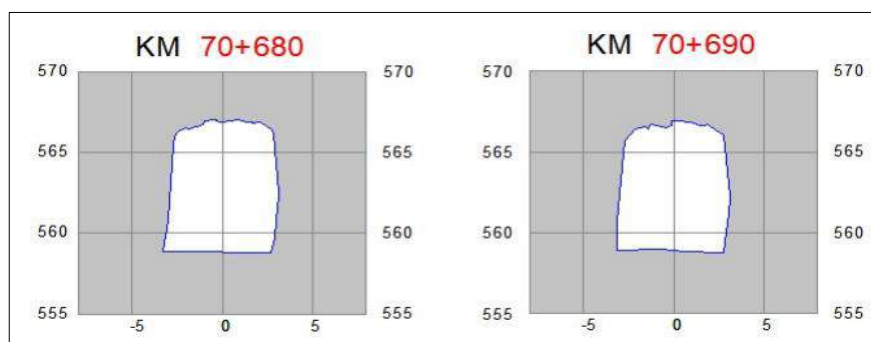


Figura 4 - Seção transversal do túnel 7, levantada com escaneamento a laser, entre as estacas dos km 70+680 e 70+690, indicando perda da concavidade da abóboda do túnel.

4 SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO ADOTADAS

Afonso (2011) ressalta que é de suma importância garantir o bom escoamento das águas que afetam o interior dos túneis e controlar as condições de drenagem ao nível da plataforma ferroviária.

Dessa forma, as atividades de manutenção tiveram grande foco em garantir funcionalidade e melhorias ao sistema de drenagem no interior dos túneis, aliado a trechos de reforço estrutural, com soluções de concreto projetado, associado a chumbadores e também sistema de estabilização com telas metálicas de alta resistência, também vinculadas com chumbadores.

4.1 DRENAGEM

Foram executados drenos profundos com 5,00 metros de comprimento e Φ 50 mm, instalados nas paredes e na abóboda, a fim de coletar e direcionar as águas provenientes das surgências identificadas no revestimento do concreto projetado existente. Adotaram-se seções de drenos espaçados a cada 5,0 metros, com inclinação de 45° (AFONSO *and* BORELLA, 2020).

Nos setores de implantação de concreto projetado, foram adotados também a instalação de drenos barbacãs, aliados a mantas de geocomposto drenante posicionados ao longo de todo o perímetro de projeção de concreto, espaçados a cada 2,5 metros (longitudinal em relação ao eixo do túnel).

Para a região dos emboques em concreto armado, foi previsto a revitalização de drenos existentes, assim como a execução de novos barbacãs nos pontos de concentração de infiltração, onde devido ao tempo de exposição, ocorreram manifestações patológicas ao concreto, como lixiviação, disgregação e abertura de buracos no revestimento. Já nos locais em que foram realizadas as perfurações empíricas identificadas, onde não havia presença de água, se indicou a lavagem das perfurações com água pressurizada, seguido de tamponamento com argamassa estrutural.

4.2 CHUMBADORES COM FACEAMENTO EM TELA METÁLICA

Além das soluções de drenagem, adotou-se em projeto o sistema de estabilização de tela metálica de alta resistência fixada através de chumbadores.

Além das etapas de verificação do projeto, tornou-se fundamental a avaliação das tensões de adesão do chumbador ao maciço rochoso, através de ensaios de arrancamento, de acordo os parâmetros da NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução (ABNT, 2018).

Considerando que a execução de chumbadores isolados proporciona apenas estabilizações pontuais no maciço, e assim, requerem um elevado número de ancoragens, optou-se pela alternativa técnica de associação com telas metálicas de alta resistência em trechos dos túneis onde eram constatados deslocamentos do revestimento original e queda de blocos recorrentes.

A determinação do tipo de revestimento associado ao chumbador se deu pela necessidade estrutural em trechos específicos dos túneis, seguido pelo nível de surgência de água, uma vez que este tipo de faceamento permite o livre escoamento da água para os pontos que os drenos profundos não consigam captar totalmente o fluxo.

A solução dimensionada consiste na aplicação de chumbadores de Φ 19 mm, perfuração de Φ 63 mm com carga de trabalho $T=190$ kN. Os comprimentos e espaçamentos dos chumbadores são variáveis conforme a setorização, variando de 3,00 a 5,00 metros de comprimento. A tela utilizada consiste em uma tela metálica de alta resistência, utilizada em sistemas de estabilização em solo grampeado com resistência a tração de 110 kN e 150 kN, conforme setorização. Esta solução foi aplicada nos locais em que se identificava elevado número de surgência de água, com condição da estrutura razoável, requerendo de reforço pontual na abóboda (AFONSO *and* BORELLA, 2020).

4.3 CHUMBADORES COM FACEAMENTO EM CONCRETO PROJETADO

O faceamento com concreto projetado foi dimensionado de duas maneiras distintas, de acordo com o local de aplicação. A metodologia utilizada para o dimensionamento de todos os elementos foi baseada na NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e no documento (ABNT, 2014), na NBR 11682: Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009) e FHWA-NHI-14-007 (FHWA, 2005).

Para a abóboda, foi dimensionada uma laje adotando chumbadores como apoio, a fim de impedir a instabilização de blocos e uniformizar o comportamento geomecânico dessa região. Para minimizar os carregamentos sobre as paredes, previu-se um apoio na transição entre a abóboda e a parede, composta por uma viga de concreto e sustentação em chumbadores específicos, constituindo uma espécie de mísula.

Nas paredes, a utilização de concreto projetado se mostrou fundamental devido ao elevado grau de alteração e fraturamento do maciço rochoso. Sendo que o dimensionamento do faceamento considerou que todo material mobilizado fosse removido, através de bate choco, antes do início do tratamento.

A solução em concreto projetado associado a chumbadores foi necessária em um trecho de 100,00 metros do túnel 7, junto ao emboque norte. O dimensionamento do faceamento em concreto projetado resultou a uma utilização de concreto fck 25 MPa, com espessura mínima de 15 cm. A armadura de reforço das paredes foi determinada em uma camada dupla de malhas de aço eletrossoldadas do tipo Q196 e recobrimento mínimo de 4cm. Para a região da abóboda, foi necessário a implantação de uma malha dupla de reforço de malhas de aço do tipo Q246 e igual recobrimento (AFONSO and BORELLA, 2020).

Nos vértices, na ligação entre parede e teto do túnel, foi necessário a incorporação da viga de reforço, mísula, para fins de melhor distribuir as tensões esperadas da alteração de geometria do túnel. Esta geometria após os anos de queda de material, acabava por sobrecarregar a estrutura das paredes, ocasionando uma subsequente fissuração e quebra do revestimento da parede e consequente mobilização de material nesta área.

4.4 HIDROJATEAMENTO

Para os dois túneis, em seus emboques, a estrutura original é composta por concreto armado, moldado com pórticos deslizantes para estabilização e revestimento das paredes e teto. Devido ao padrão construtivo da época de construção da ferrovia e vida útil destas estruturas, eram identificados ao longo dos 4 emboques locais com nichos de falha de concretagem, desagregação, disgregação ou segregação do concreto, lixiviação e diversos pontos de surgência de água. Para estes pontos, optou-se pela recuperação através de hidrojateamento do concreto e recuperação com argamassa estrutural dos pontos com falha de cobertura e exposição de armadura (AFONSO and BORELLA, 2020).

Nestes emboques também eram identificados diversos pontos com perfurações, nitidamente pontos em que no passado realizaram tentativas de escoar a água existente no maciço. Para os pontos onde havia presença de água definiu-se a implantação de barbacãs, e para os demais pontos de surgência de maior volume de água, seja em fissuras, trincas ou brechas no concreto, que fossem executados novos barbacãs para condução controlada desse fluxo.

A Figura 5 apresenta a seção tipo da área de tratamento de tela de alta resistência e do faceamento em concreto projetado.

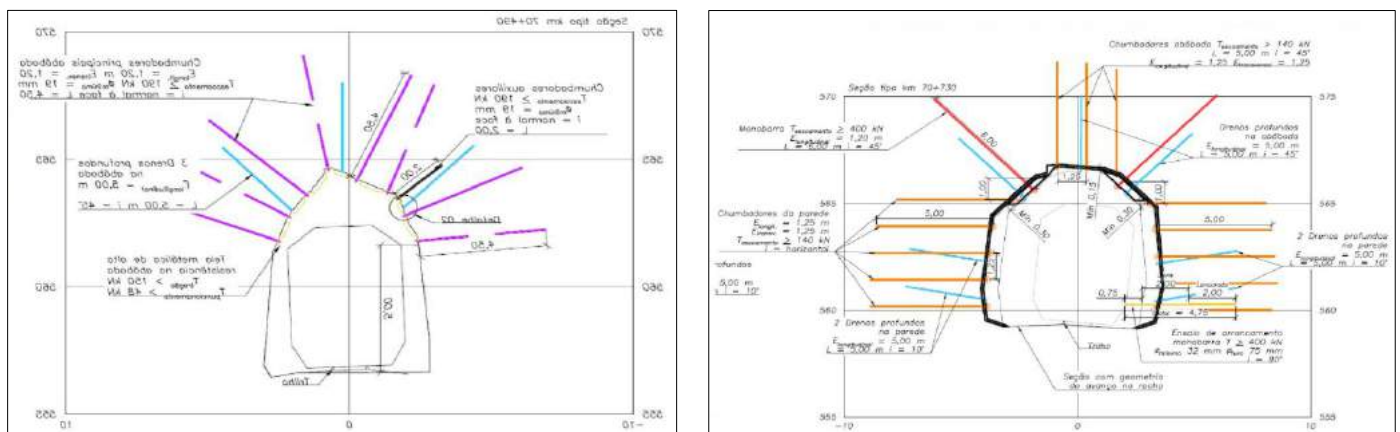


Figura 5 – À esquerda, seção tipo da área de tratamento de tela de alta resistência. À direita, seção tipo do faceamento em concreto projetado.

5 EXECUÇÃO

Dado que o projeto foi elaborado através de trechos e seções tipo, para o início dos trabalhos, realizou-se uma inspeção conjunta entre a equipe técnica da Rumo, Projetistas e Construtora responsável; a fim de demarcar e confirmar as extensões das seções tipo de soluções do projeto e alinhamento de planejamento das sequências executivas

Esta etapa foi fundamental para o restante do processo, pois garantiu a demarcação correta das soluções, principalmente devido à evolução da degradação apresentada no interior dos túneis e a defasagem temporal entre projeto e execução, cerca de nove meses.

A execução da obra foi realizada contando com cerca de 70 colaboradores e 20 equipamentos, em conjunto nas duas frentes, objetivando oferecer celeridade na obra e compartilhamento das frentes de trabalho, tendo em vista o escopo comum entre os túneis, quanto as soluções empregadas.

Um grande desafio de obras de túneis ferroviários é conciliar as atividades de obra com a operação ferroviária. Neste local, a circulação de trens era baixa, com a passagem de cerca de um par de trem durante o dia. Devido aos acessos serem apenas no sentido longitudinal, toda a frente de serviço (equipamentos, funcionários, isolamentos, materiais etc.) devia ser mobilizado e desmobilizado diariamente, e armazenados em áreas de apoio próximas aos emboques dos túneis. Isso se fazia necessário visto a necessidade de permitir a operação da ferrovia, sem criar impactos de disponibilidade da malha.

Devido a tipologia dos equipamentos utilizados (PTA, Perfuratriz sobre esteiras, Manipuladores), para permitir a passagem do fluxo da ferrovia, era necessário interromper as atividades em aproximadamente uma hora, para assim liberar o gabarito da ferrovia em segurança. Devido a este fato, as operações da obra ocorreram em constante alinhamento com o controle da via, alinhando programações de ambas as atividades, buscando gerar o menor impacto na operação e no cronograma da obra.

Com a dificuldade de encontrar no mercado equipamentos adaptados para circulação na ferrovia (rodoferroviários), como PTAs, manipuladores e demais equipamentos, a logística da obra sempre foi a grande dificuldade enfrentada. Esta dificuldade foi amenizada com a disposição de um trem de serviço com três plataformas. Estas plataformas serviam como canteiro de obras móvel, mantendo os equipamentos de perfuração e demais transportes de materiais para a frente de serviço de maneira rápida e segura. As atividades eram executadas sobre as plataformas com a movimentação dos equipamentos de perfuração. Esta logística permitiu a obra ganhar celeridade e maior produtividade na fase de maior volume de trabalho nas perfurações.

Com dificuldades logísticas de disponibilidade, o trem de serviço não pode continuar sendo utilizado na metade da obra, o que foi bastante impactante ao cronograma geral das atividades. Com esta alteração da metodologia de trabalho, os equipamentos tiveram que circular diretamente sobre a via. Medidas de controle foram tomadas para redução do impacto de equipamentos não adaptados a superestrutura da ferrovia, porem diversos pontos de dormentação e lastro foram comprometidos, demandando acompanhamento de perto da via permanente para manutenção e garantia dos padrões de segurança exigidos para a operação.

O deslocamento lento da perfuratriz *rock drill* prejudicava a liberação de circulação na passagem de trens e impactava em danos a fixação e dormentação de madeira. Para diminuir estes impactos, optou-se pelo descarregamento de maior quantidade de lastro ferroviário para proteger a fixação e dormentes.

Os serviços de perfuração dos grampos auxiliares (cerca de 20% do total executado de grampos), bem como o de instalação das telas metálicas, tiveram o apoio de PTAs (plataformas de trabalho aéreo) que trabalhavam de modo rodoviário no local. A regularização do lastro constante e suporte com madeirites foi fundamental para garantir um deslocamento seguro e rápido ao local. A instalação de tela metálica de alta resistência foi realizada com o uso de plataformas elevatórias e manipuladores telescópicos. Os panos de tela foram segmentados no comprimento necessário para contornar a abóboda do túnel e posicionadas manualmente nos grampos. Após o posicionamento, eram visualizados pontos de troca de inclinação e negativos mais acentuados, onde foram realizados os grampos auxiliares para melhor conformação da tela metálica a superfície.

A fase de concreto projetado e instalação da viga lateral do Túnel 7 foram as etapas mais críticas da obra. A questão logística foi facilmente resolvida com um acesso rural que passava por cima do emboque norte. Assim, o concreto usinado chegava no local, e através de uma estrutura guia era encaminhado para a bomba de projeção.

Na fase de aplicação do concreto projetado, o maior impacto foi a geração de resíduos devido a refração do concreto, que contaminava todo o lastro e obstruía as canaletas de drenagem. Para minimizar os impactos desta etapa optou-se pela instalação de mantas geotêxtil, a fim de garantir a proteção dos elementos da via permanente e retirar de maneira mais eficiente o concreto projetado. Nesta fase da obra, se fez necessária a criação de uma escala noturna de limpeza, assim não impactaria nas atividades diurnas de concretagem. A obra rodou 24 horas por dia para buscar atendimento ao cronograma.

A atividade da viga de reforço, teve sua armadura totalmente pré-fabricada e executada no canteiro e só levada para o interior do túnel para instalação, separada em blocos, e alocadas em áreas de bota espera.

A atividade de concreto projetado, após a questão logística da obra, foi a etapa que inferiu maior dificuldade. Devido a superfície irregular do túnel, com muitos pontos negativos, depressões e dificuldade em realizar a instalação da tela seguindo as diferenças de nivelamento, com isso em muitos trechos a espessura de concreto necessário acabou superando o esperado. O fato de realizar a concretagem com projeção em um túnel também acarretou em grande volume de atividades de limpeza, essa realizada de maneira constante, para garantir a continuidade da operação ferroviária.

Todos esses desafios foram ainda potencializados pelo cenário de pandemia do COVID-19 que além de todos os protocolos de saúde e segurança para a obra, gerou dificuldades de mobilização de turmas e fornecimento de materiais. Destaca-se que a obra iniciou e teve sua execução ao longo do período de pandemia.



Figura 6 - A) ilustra o sistema de tela de alta resistência instalado nas paredes e tetos do túnel 8; B) temos o sistema de DHP finalizado; C) apresenta a execução de perfuração com apoio do trem de serviço; D) mostra a instalação de tela e sistema de drenagem para o concreto projetado; E) apresenta a execução do concreto projetado.

6 CONCLUSÃO

O conhecimento empírico e falta de tecnologias e controle tecnológico na época da construção dos túneis da Ferrovia do Trigo, adicionando metodologias empíricas (como a perfuração de drenos sem dimensionamento e estudo ao longo do tempo), intervenções estruturais sem registro e subdimensionadas na época, as grandes alterações geológicas e o acúmulo de longo período de tempo sem intervenções de manutenção, acarretaram em um momento que demandou uma intervenção de grande porte de manutenção, com objetivo de recuperar a funcionalidade e operação com segurança dos túneis em questão.

A estruturação de um entendimento das patologias com a elaboração de um projeto com metodologia de solução otimizada por setorização, permitiu atuar de forma pontual e produtiva em soluções definitivas que trarão confiabilidade para os ativos e redução nos custos de manutenção preventiva.

Por fim, expor os desafios de execução para Túneis Ferroviários em operação busca agregar o conhecimento disponível e aliar com as melhores práticas de execução, a fim de garantir a segurança na operação ferroviária e na estrutura dos túneis. Dessa forma, associada com inspeções e manutenções periódicas, busca-se um gerenciamento desses ativos e que futuramente as intervenções necessárias demandem menores investimentos.

7 AGRADECIMENTOS

Agradecemos a toda equipe Rumo envolvida no planejamento e execução da obra, Sandro Henrique Bueno, Marco de Leão Miranda, Andressa Pereira Dias Tunes, Felipe Augusto Saraiva Lopes, Roberto Benedito Antunes. Agradecemos também aos projetistas da Safe Way, pelo estudo e busca da melhor solução, Daniel Fabre Afonso, Saulo Rech Borella, Luis Felipe Sana, Felipe Gobbi e Anderson Fonini, assim como pelo apoio de consultoria durante a execução da obra. Agradecemos à empreiteira responsável pela execução, Seel (Serviços Especiais de Engenharia Ltda), principalmente aos engenheiros Vasco Manuel da Silva Teles, Henrique Matheus Terhorst e Diogo Amaral de Souza.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118: Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2014. 256 páginas.
- [2] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR5629: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução**. Rio de Janeiro, 2014. 38páginas.
- [3] AFONSO, D. F; BORELLA, S. R. **Projeto Executivo de Estabilização de Túnel Ferroviário**. Ferrovia sub 19 NGP km 70+000. 2020.
- [4] AFONSO, D. F; BORELLA, S. R. **Projeto Executivo de Estabilização de Túnel Ferroviário**. Ferrovia sub 19 NGP km 69+500. 2020.
- [5] AFONSO, Y. M. R. **Reabilitação de túneis ferroviários da linha do Minho**. FEUP. Dissertação de Mestrado. Porto, Portugal, 2011. [<https://repositorio-aberto.up.pt>].
- [6] CHIOSSI, N. J. **Geologia de engenharia**; 3ª Edição, Oficina de Textos, 2013.
- [7] FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATIO. **Soil Nail Walls – Reference Manual**. In: FHWA-NHI-14-007. Washington, DC, USA. 2015.
- [8] GOBBI, F. **Estudo do comportamento geomecânico de rochas efusivas da formação Serra Geral e sua aplicação na modelagem numérica de túneis**. UFRGS. Tese de Doutorado. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. 2011.
- [9] RIGO, M. L. **Resistência do cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**. UFRGS. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. 2000.
- [10] SALAMUNI, E. **Tectônica da Bacia Sedimentar de Curitiba-PR**. UNESP. Tese de Doutorado. Rio Claro, São Paulo, Brasil. 1998.

METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE REVESTIMENTOS DE CONCRETO PROJETADO DURANTE INCÊNDIOS EM TÚNEIS

M. V. M. Sylverio; R. Serafini; G. P. Alves & A. D. Figueiredo

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

A. F. Berto

Laboratório de Segurança ao Fogo e a Explosões do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, Brasil

Resumo: Túneis rodoviários são obras potencialmente sujeitas a incêndios graves devido às condições de confinamento do ambiente e ao ocasional tráfego de veículos com cargas de alto poder calorífico. Incêndios, principalmente quando originados ou alimentados por cargas dessa natureza, podem causar grandes danos ao revestimento de um túnel comprometendo a sua segurança. Por essa razão, a avaliação da dinâmica de elevação da temperatura no interior do revestimento de túneis em concreto projetado torna-se fundamental para garantir a segurança da estrutura frente ao sinistro. Algumas metodologias experimentais podem ser aplicadas para verificar a conformidade desses revestimentos, especialmente no que se refere à ocorrência de lascamento explosivo do concreto. Consoante à necessidade desse material apresentar confiabilidade adequada para a situação de incêndio, este trabalho avaliou a aplicabilidade de uma dessas metodologias em um concreto projetado composto por macro e microfibras poliméricas. Ensaios de exposição unifacial ao fogo foram executados em placas moldadas em concreto projetado, examinando-se as temperaturas desenvolvidas no interior do concreto durante o aquecimento, com a utilização de termopares em diferentes profundidades. Os resultados mostraram que a metodologia adotada é confiável e que há diferenças significativas do concreto projetado para o concreto convencional. Esses dados poderão ser utilizados para validar um modelo computacional capaz de determinar a distribuição de temperaturas no revestimento de concreto projetado de túneis durante um incêndio e, posteriormente, verificar a condição de segurança em cada caso.

1 INTRODUÇÃO

O emprego do concreto projetado atualmente se encontra bem consolidado na construção de túneis. O uso desse material em união com as fibras para a execução de revestimentos atualmente é uma aplicação corrente nas obras tuneleiras (MALUK *et al.*, 2020). Historicamente as fibras de aço tem sido o tipo de reforço predominante nessas aplicações. Porém, recentemente, o uso de macrofibras poliméricas como reforço ao concreto tem sido difundido, substituindo parcialmente ou totalmente o aço. Essa transição pode contribuir para a redução de custos e melhora dos processos construtivos na utilização do concreto reforçado com fibras (YIN *et al.*, 2015, CABALLERO-JORNA *et al.*, 2021).

Ao longo da história é possível destacar a ocorrência de diversos incêndios em túneis em vários países. Pérez (2016) constatou a ocorrência de 177 eventos desde o ano de 1866. Alguns dos incêndios mais graves destacados pelo autor são: Mont Blanc em 1999, São Gotardo em 2001 e em Los Angeles em 2007, todos originados de acidentes com grandes caminhões. Incêndios em túneis são comumente mais severos que em outras obras em razão das condições de enclausuramento do ambiente e quando caminhões com cargas de alto poder calorífico alimentam a combustão, o sinistro pode se tornar crítico. A taxa de liberação de calor em um incêndio envolvendo um veículo de carga pesada é muito superior à alcançada em um incêndio com veículos comuns de passageiros (PIARC 2016). Essa informação é particularmente relevante no Brasil onde se tem historicamente priorizado o transporte rodoviário de cargas. Altas taxas de liberação de calor durante o início de um incêndio contribuirão mais intensamente para a ocorrência de lascamento explosivo no revestimento de concreto (MEMON *et al.*, 2019, MAIER *et al.*, 2020), acarretando sérios riscos e prejuízos relativos à recuperação do revestimento e paralisação da operação

do túnel (MALUK *et al.*, 2020). A história mostra que as perdas econômicas oriundas de um grande incêndio em um túnel podem ultrapassar 200 milhões de Euros (PÉREZ, 2016). Considerando-se os riscos, certamente se justifica a execução de análises criteriosas das consequências do incêndio em um túnel com relação ao desempenho de seu revestimento durante e após o sinistro.

Outro ponto crítico da análise do desempenho de um revestimento de concreto frente ao fogo decorre da não uniformidade das temperaturas no interior do material após a exposição ao calor, o que ocasiona uma variação das suas propriedades mecânicas em função da distância à superfície que foi exposta ao fogo (SERAFINI *et al.*, 2019). A existência desses gradientes térmicos dificulta a análise da resistência residual do material de revestimento, podendo gerar análises imprecisas (SYLVERIO, 2018). Embora esse aspecto seja primordial, poucos trabalhos tratam desse tema, enquanto os estudos especificamente sobre o concreto reforçado com fibras poliméricas exposto ao fogo são quase inexistentes (SERAFINI *et al.*, 2019). Alguns estudos na literatura propõem modelos computacionais capazes de verificar a condição de segurança pós-incêndio em túneis executados em tuneladora (TBM) com base na resistência residual do revestimento (CARPIO *et al.*, 2019), sendo, portanto, fundamental validar a distribuição de temperaturas no interior do revestimento experimentalmente.

A avaliação da condição de segurança do túnel por ocasião do incêndio depende de uma série de fatores intervenientes que tornam a tarefa complexa. Assim, é de grande importância o desenvolvimento da modelagem computacional para solucionar esse problema e, dessa forma, torna-se extremamente pertinente também aplicar essa técnica ao concreto projetado, o que pode ser feito de forma direta. No entanto, o concreto projetado apresenta composição bem distinta do concreto pré-moldado ou moldado convencionalmente in loco, com predominância de partículas finas, o que pode causar alterações no seu comportamento térmico (BAMONTE *et al.*, 2016, LI *et al.*, 2016). Essas diferenças também estão intrinsecamente atreladas aos parâmetros de entrada comuns em modelos computacionais, como: densidade, condutividade térmica e calor específico do material em função da temperatura. Esses dados, porém, não estão disponíveis na literatura e ainda se utilizam valores provenientes do concreto convencional, o que não produz resultados satisfatórios.

Invariavelmente, a análise do desempenho de um revestimento de túnel feito em concreto em situação de incêndio sempre exigirá a realização de ensaios de exposição ao fogo, cujos resultados devem compor a base para a validação de modelos computacionais que poderão prever de forma mais rigorosa seu comportamento estrutural nessa condição possivelmente crítica. Estes ensaios também são fundamentais para a verificação do risco de lascamento explosivo (*spalling*) que é um fenômeno que altera intensamente a condição do revestimento do túnel (SYLVERIO, 2018, MAIER *et al.*, 2020).

Considerando esse cenário, o objetivo do presente estudo é avaliar o desempenho frente ao fogo de um concreto projetado composto de macrofibras poliméricas para reforço estrutural e microfibras poliméricas, em diferentes teores, para prevenção do lascamento, destinado a revestimento de túneis com base na metodologia recomendada por Sylverio (2018) para aplicação no Brasil, que toma como base ensaios propostos pela organização internacional EFNARC (2006). O material apresenta composição similar da matriz à que está sendo utilizada nos túneis que fazem parte das obras de duplicação da Rodovia dos Tamoios no litoral norte do estado de São Paulo. A avaliação desse material se deu na forma de placas de concreto projetado que foram expostas ao fogo em uma de suas faces. As temperaturas internas foram medidas por meio de termopares inseridos na matriz cimentícia a diferentes profundidades em relação à face exposta que, juntamente à análise de eventuais danos nas placas, compôs a caracterização do lascamento.

2 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

2.1 CONCRETO PROJETADO

2.1.1 Preparação dos corpos de prova

Para este estudo foram produzidos seis corpos de prova seguindo as diretrizes para ensaio de placas pequenas descritas no documento "*Specification and guidelines for testing of passive fire protection for concrete tunnels linings*" (EFNARC 2006). A composição do concreto projetado utilizado está apresentada na Tabela 1. A única diferença na composição entre os corpos de prova ocorreu no teor de microfibras poliméricas, destinadas à prevenção do lascamento, onde foram definidos três teores para análise: 0,6 kg/m³, 0,8 kg/m³ e 1,2 kg/m³. Dois corpos de prova foram produzidos para cada teor.

Tabela 1 - Proporção dos constituintes no concreto projetado utilizado no estudo

Material	Proporção
	kg/m ³
Cimento CP V AR RS HOLCIM	449
Brita 0	491
Pó de pedra	1.196
Água	207
Aditivo superplastificante Viscocrete 6090HW - SIKA	5,8
Macrofibra de polipropileno	6
Microfibra de polipropileno	0,6 ou 0,8 ou 1,2

O concreto foi mesclado na estação misturadora existente no canteiro de obras da construtora e, na sequência, seguiu de caminhão betoneira para ser jateado em moldes adequados por meio do robô de projeção utilizado na execução do revestimento do túnel que está sendo construído. O concreto foi retirado dos moldes 24 horas após a projeção. Na sequência, os corpos de prova foram cortados a fim de possuírem as dimensões previstas pela EFNARC (2006): uma seção plana quadrada, com lados de 40 cm e espessura de 25 cm. Uma dessas seções planas de cada placa foi deixada no estado bruto, a fim de simular adequadamente o revestimento de um túnel que estaria exposto a um eventual incêndio. A outra seção plana, totalmente lisa, foi perfurada em nove pontos e a três profundidades diferentes, onde posteriormente foram inseridos os termopares, juntamente a uma nata de cimento de forma a preencher totalmente os furos. As profundidades foram determinadas com base nas orientações do método de ensaio, ou seja, de forma que os termopares ficassem no interior da matriz cimentícia, a distâncias de 2,5 cm, 4,0 cm e 7,5 cm da seção exposta ao fogo. Um termopar adicional foi posicionado próximo ao centro da seção plana que não foi exposta ao fogo. As posições de medição estão esquematizadas na Figura 1.

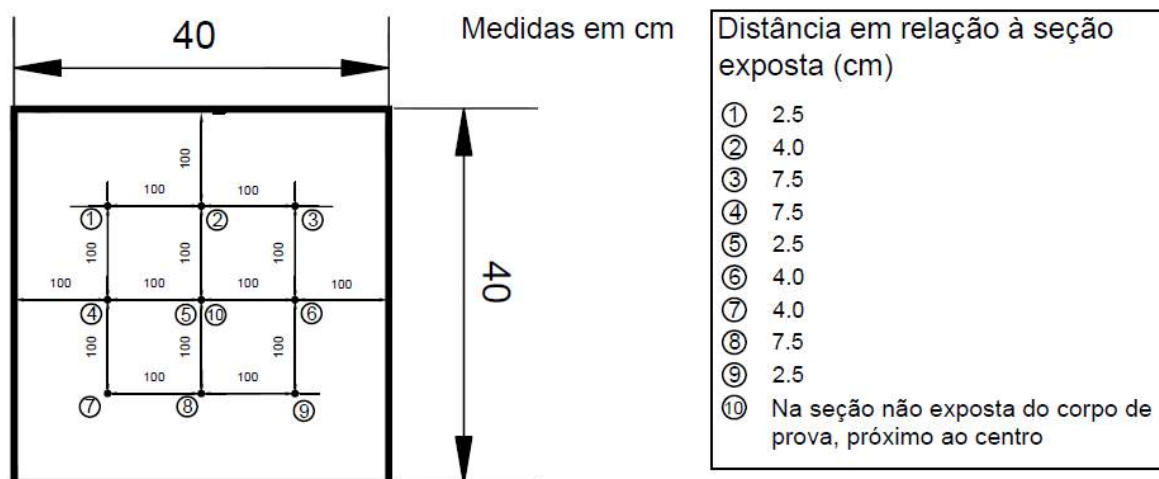


Figura 1 - Localização dos termopares na seção plana não exposta ao fogo e distância desses em relação à seção exposta ao fogo

Finalizada esta primeira etapa, todos os seis os corpos de prova passaram por cura úmida, permanecendo submersos em água por um mês. Posteriormente, passou-se à etapa de condicionamento onde três corpos de prova, um referente a cada teor de microfibras poliméricas, continuaram submersos por mais um mês, sendo denominados a seguir como “úmidos”. Os três corpos de prova restantes, um de cada teor de microfibras poliméricas, foram colocados em ambiente de baixa umidade, em torno de 60%, sendo denominados a seguir como “secos”. Embora a condição úmida seja crítica para a ocorrência de lascamento (MAIER *et al.*, 2020), o desenvolvimento das temperaturas internas, na ausência de lascamento, é crítico em condições de menor teor de umidade no concreto (LAI *et al.*, 2014), portanto, é importante verificar ambas as situações.

2.1.2 Ensaios de exposição unifacial ao fogo

Neste estudo foram realizados dois ensaios de exposição unifacial ao fogo com duração de 120 minutos. Esses ensaios foram feitos no Laboratório de Segurança ao Fogo e a Explosões do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). As placas foram retiradas do condicionamento e ensaiadas em até quatro horas, como previsto no método de ensaio. As três placas relativas a cada tipo de condicionamento foram ensaiadas simultaneamente em cada ensaio. A curva de incêndio utilizada para simular a elevação da temperatura foi a *HC Hydrocarbon Eurocode 1 (HC)*, prevista no método da EFNARC (2006). O arranjo para realização dos ensaios está apresentado na Figura 2.

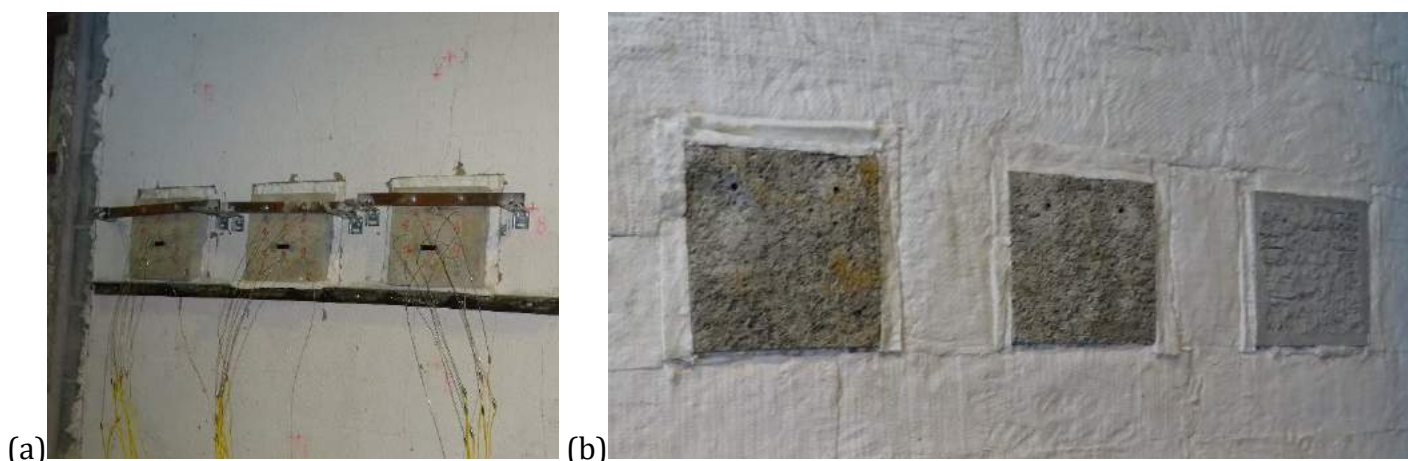


Figura 2 - Placas posicionadas no forno vertical para ensaio de exposição ao fogo: (a) Seções não expostas ao fogo; (b) Seções expostas ao fogo.

2.2 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica foi realizada no *software* ANSYS® Mechanical™, Academic Student 2020 R2. Foi adotado o tipo de análise 2D, representando o corpo de prova como um retângulo com altura de 40 cm, relativa à medida dos lados da seção plana das placas e largura de 25 cm, relativa à espessura das placas. Nessa geometria foi aplicado o parâmetro "Face Meshing" com o método de quadriláteros e "Face Sizing", definindo em 1 cm o tamanho do elemento, o que resultou em uma malha com 1.000 elementos e 3.131 nós. Nas configurações da análise foram definidos 241 passos, de forma a dividir o tempo total de ensaio (120 minutos) em intervalos de 30 segundos. Em uma das arestas da altura do retângulo foi aplicada uma carga de convecção com coeficiente igual a 25 W/(m²°C) e de radiação com emissividade de 0,9. A temperatura em função do tempo nas duas cargas térmicas seguiu a curva HC, utilizada nos ensaios, cuja relação está apresentada na Equação (1):

$$T = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 22 \quad (1)$$

Foi definido um novo material, seguindo as relações apresentadas nas Equações (2-4), em que $\rho(T)$ é a densidade do concreto (em kg/m³); $C(T)$ é o calor específico (em J/kg°C); $K(T)$ é a condutividade térmica (W/m°C); T é a temperatura (em °C), conforme apresentado no Eurocode (2004) para o concreto comum, uma vez que os dados para o concreto projetado não são encontrados na literatura. Em virtude das diferentes características físicas do concreto projetado, sabe-se que adotar uma equivalência entre concreto pré-moldado e concreto projetado em termos desses parâmetros não representa a real condição do material em um incêndio. Entretanto, essa premissa foi aplicada a fim de realizar uma primeira verificação da representatividade do modelo, que posteriormente precisa ser refinado. Ainda assim, foram escolhidos os parâmetros do Eurocode que ocasionariam menor transmissão de temperatura no interior do material, de forma a se obter os resultados mais favoráveis, ou seja, o limite inferior de condutividade térmica e o calor específico para um teor de umidade de 3%. A densidade a 20 °C foi tomada como 2.275,1 kg/m³, obtida a partir do estudo de Li *et al.*, (2016) e considerada representativa da maioria dos concretos projetados.

$$C(T) = \begin{cases} 900, & 20^{\circ}\text{C} \leq T < 100^{\circ}\text{C} \\ 2020, & 100^{\circ}\text{C} \leq T \leq 115^{\circ}\text{C} \\ 2020 - 12(T - 115), & 115^{\circ}\text{C} < T \leq 200^{\circ}\text{C} \\ 1000 + (T - 200)/2, & 200^{\circ}\text{C} < T \leq 400^{\circ}\text{C} \\ 1100, & 400^{\circ}\text{C} < T \leq 1.200^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (2)$$

$$K(T) = 1.36 - 0.136\left(\frac{T}{100}\right) + 0.0057\left(\frac{T}{100}\right)^2, \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3)$$

$$\rho(T) = \begin{cases} \rho_{20^{\circ}\text{C}}, & 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 115^{\circ}\text{C} \\ \rho_{20^{\circ}\text{C}}(1 - 0.02(T - 115)/85), & 115^{\circ}\text{C} < T \leq 200^{\circ}\text{C} \\ \rho_{20^{\circ}\text{C}}(0.98 - 0.03(T - 200)/200), & 200^{\circ}\text{C} < T \leq 400^{\circ}\text{C} \\ \rho_{20^{\circ}\text{C}}(0.95 - 0.03(T - 400)/800), & 400^{\circ}\text{C} < T \leq 1.200^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (4)$$

Para comparação dos resultados experimentais e do modelo foram definidos pontos (*Probes*) de medição da temperatura, a distâncias de 2,5 cm, 4,0 cm e 7,5 cm da aresta em que foram aplicadas as cargas térmicas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 OCORRÊNCIA DE LASCAMENTO EXPLOSIVO

Durante os ensaios de exposição ao fogo, verificou-se que somente o corpo de prova úmido e que possuía teor de microfibras de 0,6 kg/m³ sofreu lascamento explosivo, conforme pode ser observado na Figura 3.

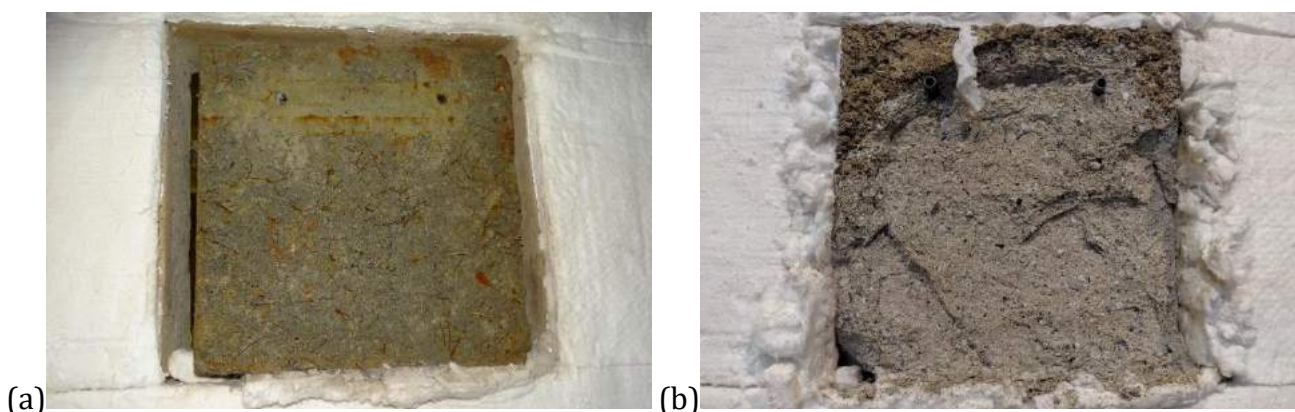


Figura 3 - Seção exposta ao fogo da placa que sofreu lascamento explosivo: (a) Antes da exposição ao fogo; (b) Após exposição ao fogo e consequente lascamento explosivo.

A ocorrência do lascamento explosivo e profundidade média atingida pelos danos nesse corpo de prova ficou evidente nas curvas de elevação de temperatura obtidas a partir dos termopares internos. Na Figura 4, aproximadamente aos 25 min de ensaio, é possível notar um súbito aumento da temperatura medida pelos termopares localizados a distâncias de 2,5 cm e 4,0 cm, denotando que a seção de concreto a essas profundidades foi exposta.

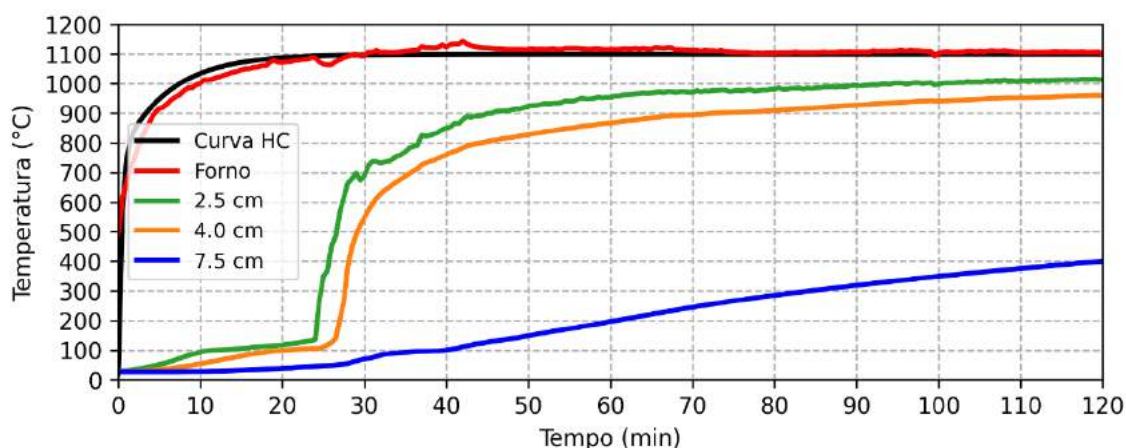


Figura 4 - Elevação média da temperatura a cada profundidade do corpo de prova que sofreu lascamento explosivo

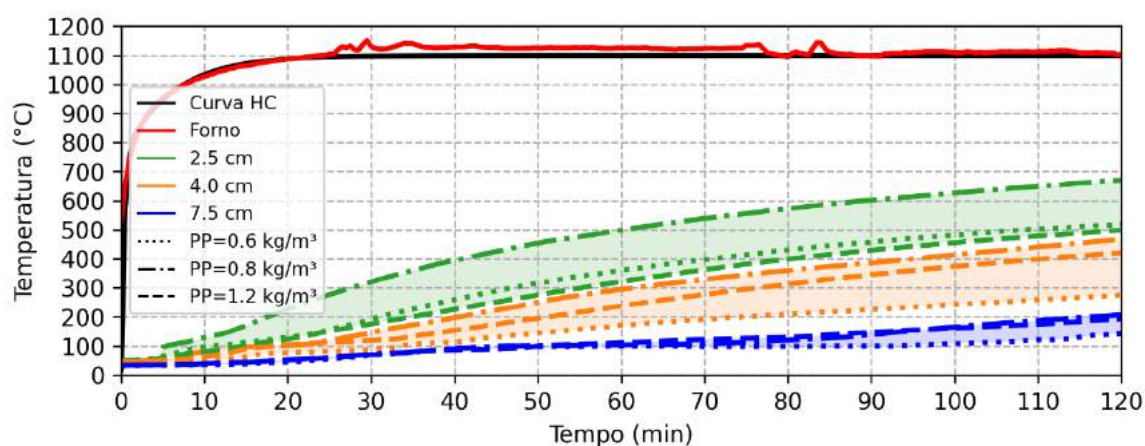
Devido ao súbito aumento de temperatura e perda de seção, as curvas desse corpo de prova não foram utilizadas para a análise do desenvolvimento de temperaturas internas do concreto, descrita em 3.2. Os corpos de prova que possuíam teores de microfibras de $0,8 \text{ kg/m}^3$ sofreram somente lascamentos superficiais localizados, o que não causou alterações relevantes nos perfis de elevação de temperatura nas diferentes profundidades. Os corpos de prova que possuíam teores de microfibras de $1,2 \text{ kg/m}^3$ não sofreram danos visíveis.

Por essa análise, fica claro que o fenômeno do lascamento pôde ser bem discernido pela análise da face exposta ao fogo e das temperaturas internas no concreto. Os termopares a diferentes profundidades permitiram que se determinasse com maior precisão a espessura de material que foi perdida devido ao lascamento, bem como o momento exato em que isso ocorreu.

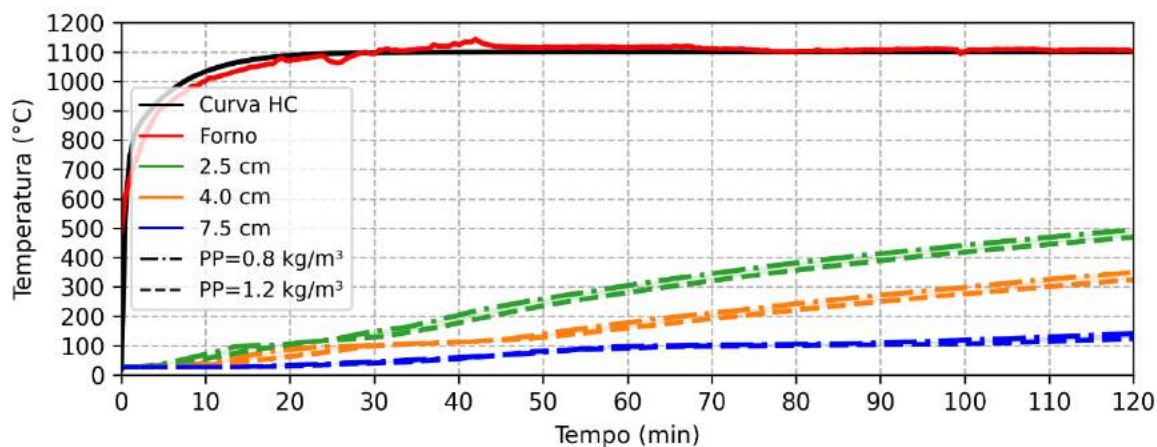
3.2 DESENVOLVIMENTO DE TEMPERATURAS INTERNAS NO CONCRETO PROJETADO

O desenvolvimento das temperaturas no interior das placas que não sofreram lascamento explosivo está apresentado na Figura 5, onde PP é o teor de microfibras poliméricas em cada placa.

Os corpos de prova úmidos apresentaram temperaturas finais menores do que foi verificado para a maioria das placas secas, o que está de acordo com o esperado. Outro ponto de destaque são os maiores patamares na temperatura de 100 °C, observados nas placas úmidas, que ocorrem devido à evaporação da água que perdura enquanto ainda há água livre no corpo de prova. Isso também contribui para a redução das temperaturas finais observadas nessas placas (LAI *et al.*, 2014). É possível notar um comportamento próximo do linear em cada corpo de prova, o que permite que se faça a regressão linear das curvas de elevação, determinando os coeficientes de elevação da temperatura em função do tempo para cada profundidade analisada. Isso está apresentado na Figura 6, onde também foram determinadas as curvas de ajuste logarítmicas para cada tipo de condicionamento. As equações das curvas de ajuste estão apresentadas juntamente no gráfico sendo TxS e TxU, respectivamente, a curva de ajuste para os corpos de prova secos e úmidos.



(a)



(b)

Figura 5 - Elevação média da temperatura a cada profundidade: (a) Corpos de prova secos; (b) Corpos de prova úmidos.

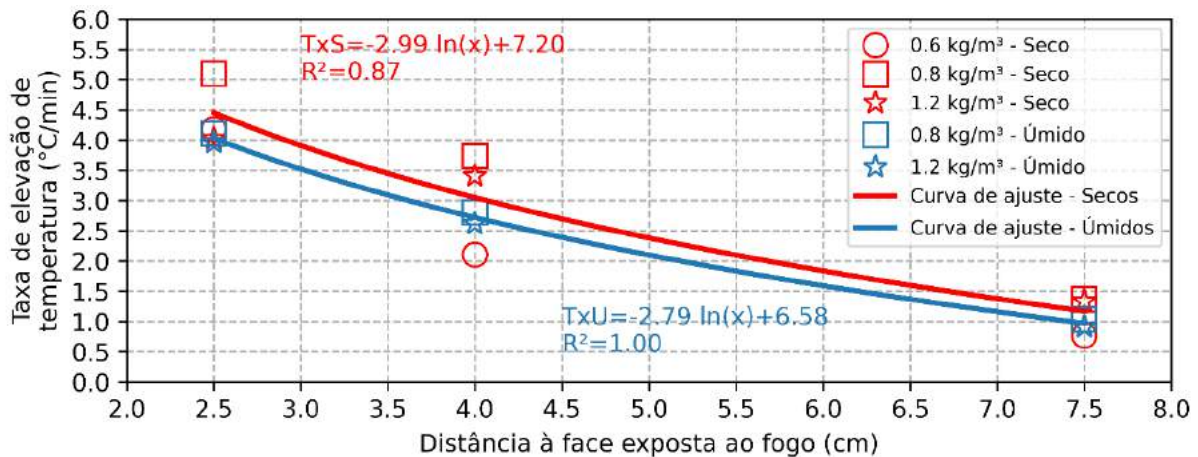


Figura 6 - Taxas internas de elevação de temperatura no concreto projetado obtidas a partir dos ensaios

3.3 COMPARAÇÃO ENTRE O CONCRETO PROJETADO E O CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Os resultados obtidos neste estudo foram comparados com os resultados de Serafini *et al.*, (2019), que utilizaram o mesmo forno e curva de ensaio para avaliar um concreto convencional condicionado de forma semelhante aos corpos de prova secos deste estudo. Além disso, a metodologia utilizada e a destinação do material analisado apresentam grandes semelhanças. Portanto, pôde ser feita uma comparação em que a única variação significativa foi do tipo de concreto, projetado ou pré-moldado. A comparação entre os resultados experimentais do comportamento térmico do concreto projetado e pré-moldado está apresentada na Figura 7.

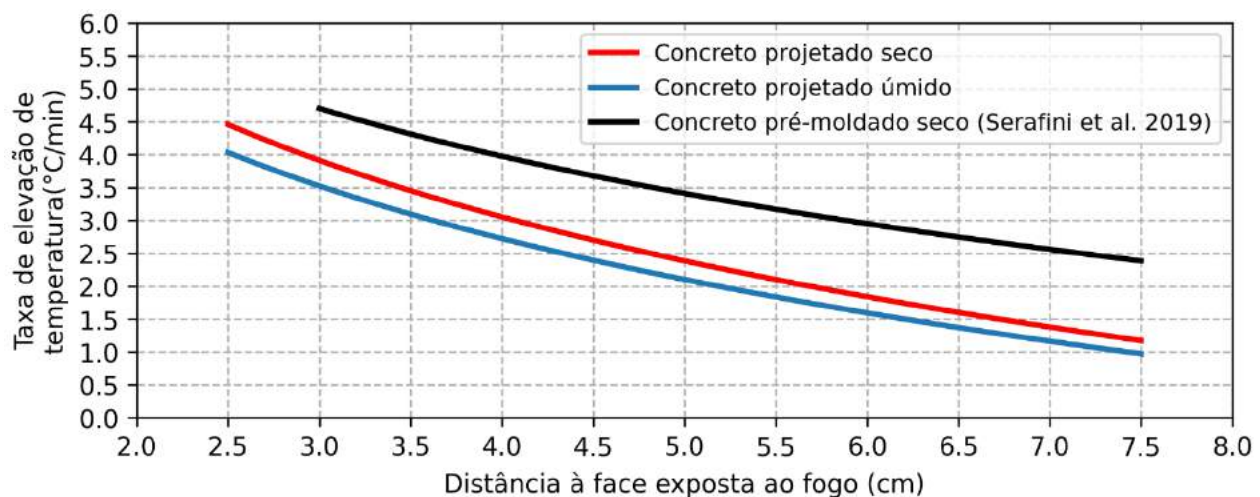


Figura 7 - Comparação entre resultados de experimentais para o concreto projetado e pré-moldado de características semelhantes

É possível notar diferenças significativas entre esses concretos. Nas regiões mais próximas da seção exposta, até 4 cm de profundidade, o concreto projetado apresentou taxas de elevação de temperatura de 14% a 23% menores que o concreto pré-moldado, na condição seca, enquanto para seções mais profundas as taxas apresentaram reduções ainda maiores, chegando até 51% para a condição seca e 59% na condição úmida. Essas diferenças podem contribuir para que um revestimento feito em concreto projetado mantenha maior resistência residual durante e após um incêndio, na condição de ausência de lascamento explosivo. Essas diferenças também corroboram o estudo feito por Bamonte *et al.*, (2016) em relação às diferenças do comportamento térmico entre esses concretos. Em seus estudos, Bamonte *et al.*,

(2016) verificaram que o concreto projetado apresenta uma difusividade térmica significativamente menor que o concreto comum até os 600 °C, o que gera maiores gradientes de temperatura ao longo da espessura de um revestimento de concreto projetado em comparação a um revestimento de túnel feito em anéis segmentados. Esses autores citam como provável causa dessas diferenças a maior porosidade do concreto projetado, decorrente do fato de este possuir maior teor de partículas finas (LI *et al.*, 2016), com composição muito próxima da argamassa, porém, é importante destacar que a porosidade é influenciada por outros fatores como, por exemplo, a velocidade de projeção (FIGUEIREDO, 1992). Ainda assim, deve-se ressaltar que a condutividade térmica de um concreto sempre apresentará uma relação exponencial direta com sua densidade (LI *et al.*, 2016).

Com base nos pontos destacados, é natural situar o comportamento térmico do concreto projetado como intermediário entre o concreto pré-moldado e a argamassa. De fato, conforme pode ser encontrado na literatura, a argamassa apresenta condutividade térmica significativamente inferior aos concretos (ALVES, 2018).

3.4 MODELAGEM NUMÉRICA

A Figura 8 apresenta a modelagem numérica feita no ANSYS®, realizada com as propriedades térmicas do concreto pré-moldado, conforme designado no Eurocode (2004).

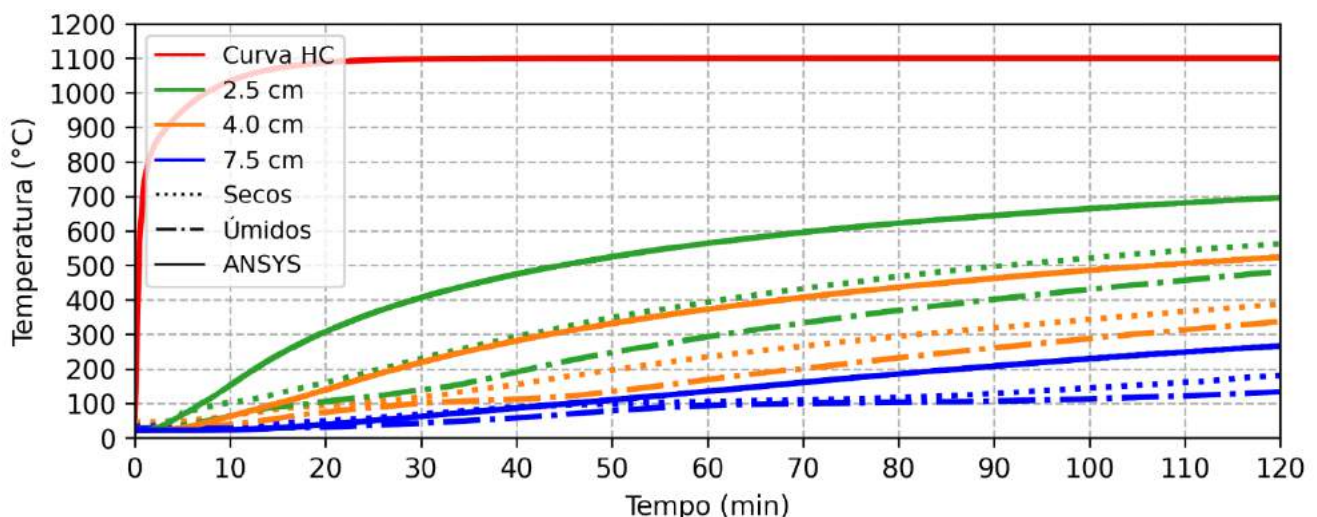


Figura 8 - Comparação entre simulação no ANSYS e ensaios realizados em laboratório

É possível notar que a simulação apresentou resultados imprecisos, com curvas bem acima daquelas observadas nos ensaios. Deve-se destacar que esses resultados não podem ser considerados conservadores, pois em uma análise para a ocorrência de lascamento, essas curvas representariam uma condição mais propícia à ocorrência desse fenômeno.

Esses resultados denotam a necessidade de se realizar estudos mais aprofundados e outros ensaios sobre o comportamento térmico do concreto projetado, de forma a determinar suas propriedades intrínsecas com o aumento da temperatura, uma vez que o uso dos valores relativos ao concreto pré-moldado não se mostrou satisfatório. Mais do que isso, é importante perceber que o concreto projetado deve ser considerado como um material distinto do concreto pré-moldado para fins de simulações térmicas, uma vez que as suas características de produção influenciam suas propriedades físicas e, por consequência, seus parâmetros térmicos. Dessa forma, faz-se necessário o estudo das propriedades térmicas de concretos projetados em função da temperatura e o desenvolvimento de modelos numéricos específicos capazes de melhor simular a distribuição de temperaturas nesse compósito.

4 CONCLUSÕES

A análise e consideração dos efeitos de um incêndio em um túnel, inclusive no que concerne seu revestimento, é um requisito básico para a sua segurança. A metodologia adotada neste estudo se mostrou confiável e os resultados denotam diferenças significativas entre o comportamento térmico do concreto projetado e pré-moldado. Esses dados permitiram a execução de uma simulação preliminar em software comercial com o objetivo de verificar a adequação dos parâmetros disponíveis na literatura para determinação da distribuição interna de temperaturas em um revestimento de concreto projetado durante um incêndio. Esse experimento servirá de base para o desenvolvimento de um modelo refinado para a verificação da condição de segurança de um túnel. Complementarmente, as seguintes conclusões puderam ser obtidas no estudo:

- As curvas de elevação de temperatura observadas durante o ensaio foram influenciadas pela ocorrência de lascamento explosivo.
- Os resultados obtidos por meio da metodologia experimental podem ser úteis à verificação do revestimento de um túnel, inclusive aquele feito em concreto projetado e podem ser empregados para a validação de modelos computacionais a fim de melhor determinar a condição de segurança de um túnel em situação de incêndio.
- O concreto projetado possui comportamento térmico diferente do concreto pré-moldado com taxas de elevação de temperatura interna significativamente menores. Devido à sua composição, é possível que o concreto projetado seja um material com comportamento térmico intermediário entre a argamassa e o concreto pré-moldado.
- Mais estudos serão necessários a fim de medir as constantes térmicas do concreto projetado em função da temperatura para que seja possível criar um modelo computacional mais fiel ao comportamento verificado nos ensaios, o que pode contribuir para a criação de soluções otimizadas para o revestimento de túneis sob o ponto de vista da segurança contra incêndio.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Construtora Queiroz Galvão pelo fornecimento, preparação dos corpos de prova e patrocínio dos ensaios e ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) pela realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS

- [1] ALVES, G.P.; **Investigação micro e macroestrutural de argamassas submetidas a elevadas temperaturas**; Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Londrina, Paraná, Brasil, Dezembro de 2018.
- [2] EN 1992-1-2, **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design**; Bruxelas, 2004.
- [3] BAMONTE, P.; GAMBAROVA, P.G.; NAFARIEH, A.; **High-temperature behavior of structural and non-structural shotcretes**; Cement and Concrete Composites, Vol 73, Outubro de 2016, pp. 42–53.
- [4] CABALLERO-JORNA, M.; ROIG-FLORES, M.; SERNA, P.; **An Experimental Study of the Influence of Moderate Temperatures on the Behavior of Macrosynthetic Fiber Reinforced Concrete**, Em: Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations, Vol 30, Springer International Publishing, 2021, pp. 322–332.
- [5] CARPIO, J.M.; SERAFINI, R.; RAMBO, D.; DE LA FUENTE, A.; FIGUEIREDO, A.D.; **Assessment of the bearing capacity reduction of FRC elements subjected to fire**; International Federation for Structural Concrete (fib), 2019.
- [6] EUROPEAN FEDERATION OF NATIONAL ASSOCIATIONS REPRESENTING PRODUCERS AND APPLICATORS OF SPECIALIST BUILDING PRODUCTS FOR CONCRETE – EFNARC; **Specification and guidelines for testing of passive fire protection for concrete tunnels linings**; [on-line], www.efnarc.org, 2006.
- [7] FIGUEIREDO, A.D.; **Concreto projetado: fatores intervenientes no controle da qualidade do processo**; Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 1992.
- [8] LAI, H.; WANG, S.; XIE, Y.; **Experimental research on temperature field and structure performance under different lining water contents in road tunnel fire**; Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 43, Julho de 2014, pp. 327–335.

- [9] LI, S.; JONES, B.; THORPE, R.; DAVIS, M.; **An investigation into the thermal conductivity of hydrating sprayed concrete**; Construction and Building Materials, Vol 124, Outubro de 2016, pp. 363–372.
- [10] MAIER, M.; ZEIML, M.; LACKNER, R.; **On the effect of pore-space properties and water saturation on explosive spalling of fire-loaded concrete**; Construction and Building Materials, Vol 231, Janeiro de 2020.
- [11] MALUK, C.; TIGNARD, J.; RIDOUT, A.; CLARKE, T.; WINTERBERG, R.; **Experimental study on the fire behaviour of fibre reinforced concrete used in tunnel applications**; Fire Safety Journal, Agosto de 2020.
- [12] MEMON, S.A.; SHAH, S.F.A.; KHUSHNOOD, R.A.; BALOCH, W.L.; **Durability of sustainable concrete subjected to elevated temperature – A review**; Construction and Building Materials, Vol 199, Fevereiro de 2019, pp. 435–455.
- [13] PÉREZ, A.H.; **Diseño prestacional de túneles en situación de incendios. Modelos FDS. Aplicación a un túnel de metro**; Dissertação de mestrado. Universitat Politècnica de València, València, Espanha, Novembro de 2016.
- [14] SERAFINI, R.; DANTAS, S.R.A.; SALVADOR, R.P.; AGRA, R.R.; RAMBO, D.A.S.; BERTO, A.F.; FIGUEIREDO, A.D.; **Influence of fire on temperature gradient and physical-mechanical properties of macro-synthetic fiber reinforced concrete for tunnel linings**; Construction and Building Materials, Vol 214, Julho de 2019, pp. 254–268.
- [15] SYLVERIO, M.V.M.; **Metodologia de homologação do concreto com fibras para túneis para o risco de incêndio**; Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Dezembro de 2018.
- [16] TECHNICAL COMMITTEE 3.3 ROAD TUNNELS OPERATIONS - WORLD ROAD ASSOCIATION – PIARC; **Design fire characteristics for road tunnels**; [on-line], <https://www.piarc.org/en/>, 2016.
- [17] YIN, S.; TULADHAR, R.; SHI, F.; COMBE, M.; COLLISTER, T.; SIVAKUGAN, N.; **Use of macro plastic fibres in concrete: A review**; Construction and Building Materials, Vol 93, Setembro de 2015, pp. 180–188.

MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS COM RECURSO *SHAPEARRAYS*

A. Silva

Measurand – São Paulo, Brasil

Resumo: A execução de obras subterrâneas tem por natureza um risco implícito que deve ser considerado, não só, por questões de segurança, como pela exequibilidade da própria obra, isto é, tanto a metodologia NATM como TBM validam as suas premissas de projeto através do método observacional, portanto a instrumentação geotécnica desempenha um papel fundamental. O aparecimento de novas tecnologias na rotina da engenharia geotécnica tem registrado desenvolvimentos significativos nas áreas de *software* e hardware associadas a diversos equipamentos de monitoramento geotécnico. Com reflexos na produtividade, na qualidade dos resultados e na velocidade da tomada de decisão.

Apesar das recorrentes as discussões entre vantagens e desvantagens da automatização de determinados instrumentos, a força da digitalização vem acelerando essa transição e sistemas automatizados têm-se tornando cada vez mais comuns. Aqui, tanto os inclinômetros (verticais e horizontais) e medidores de convergência são especialmente citados devido à sua utilização recorrente em obras subterrâneas. Neste capítulo, na última década, a tecnologia *ShapeArray* tem desempenhado um papel interessante em ambas. O *ShapeArray* (SAA) é um sistema composto por uma sequência de segmentos rígidos sensorizados e intercalados por juntas rotulares que tornam possível o monitoramento do movimento em qualquer direção sem eixo preferencial. Cada segmento possui sensores de inclinação MEMS ortogonais que possibilitam leituras tridimensionais e que o SAA possa ser instalado verticalmente, horizontalmente ou em arco para medição de convergências, apenas dependente do tipo de instalação e respectiva configuração de *software*.

O presente artigo tem como objetivo demonstrar as vantagens e desvantagens da utilização deste tipo de equipamento perante os equipamentos convencionalmente utilizados. Para além disso, serão igualmente apresentados casos de estudo em obras subterrâneas e o seu potencial de implementação nas obras subterrâneas brasileiras.

1 INTRODUÇÃO

O objetivo da instrumentação consiste no acompanhamento de uma obra durante o seu período construtivo e fornecer dados que levem à continuidade ou modificação na metodologia de execução.

Os trabalhos de instrumentação visam sempre o fornecimento rápido das leituras, sem interferir nas atividades do executor. Além disso, um programa de instrumentação para ser completo e permitir uma análise pormenorizada do fenômeno em curso, requer, além das medidas obtidas através dos aparelhos instalados, o registro dos dados referentes a todos os eventos na obra analisados detalhadamente por uma equipe composta por engenheiros especialistas na área de geotecnia.

Hoje em dia dispomos de tecnologias que permitem automatizar os tradicionais sistemas de instrumentação, sem recurso a visitas presenciais para obtenção de leituras periódicas de instrumentos como os inclinômetros, piezômetros, perfilômetros, medidores de convergência, entre outros.

No entanto, apesar das facilidades imediatas vislumbradas nos sistemas automatizados, o custo inicial acaba, em muitos casos, inviabilizando a adoção deste tipo de soluções. Logo, a proposta deste artigo é apresentar uma tecnologia, que apesar de pouco divulgada no Brasil, é inovadora, possui diversos campos de aplicação e um enorme potencial em obras subterrâneas.

O *ShapeArray* ou SAA é uma ferramenta versátil de medição de deslocamentos muito semelhante à tecnologia existente dos inclinômetros. Por esse fato, e para tornar a explicação mais didática irá ser apresentada uma comparação técnica e operacional entre equipamentos para um melhor entendimento desta tecnologia consolidada e com grande aceitação no meio da instrumentação geotécnica mundial.

Na atualidade, temos à disposição três tipos de equipamentos (Figura 1) para leituras inclinométricas como:

- Inclinômetros convencionais ou “manuais” – INC.
- Inclinômetros *In-Place* – IIP ou IPI.
- Inclinômetros integrados (no qual se insere o SAA).

Na figura seguinte ilustram-se os pontos essenciais onde se relacionam e distinguem os três equipamentos:

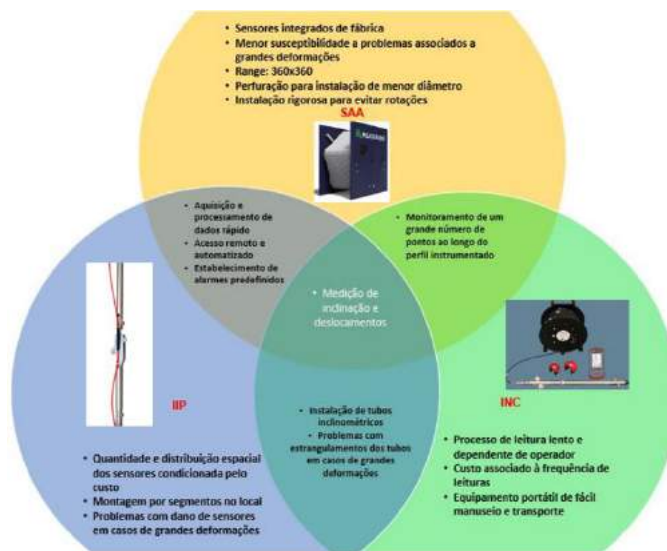


Figura 1 - Diagrama ilustrativo das semelhanças e diferenças entre equipamentos (Fonte: Measurand)

2 TECNOLOGIAS

2.1 INCLINÔMETROS CONVENCIONAIS OU MANUAIS (INC)

Os inclinômetros são utilizados para monitorar os movimentos horizontais das subcamadas de solo em áreas de deslizamento e escavações profundas. São também utilizados no monitoramento de estruturas como represas, diques, obras de execução de aterros, grandes escavações e estabilidade de encostas.

Este instrumento é constituído por um tubo de alumínio, PVC, ABS ou até fibra de vidro com cerca de 65 a 85 mm de diâmetro com ranhuras internas dispostas ortogonalmente, que servem de guia para a descida do equipamento de leitura. A extremidade inferior do tubo é chumbada com calda de cimento e o espaço anelar entre o tubo e o furo é preenchido com *grout* (cimento, bentonita e água) devidamente dosado de acordo com as recomendações de boas práticas e por tipo de solo.

A leitura é realizada com um torpedo inclinométrico que é descido por dentro do tubo (Figura 2) até sua base, onde são coletadas leituras a cada 50 cm dos valores de inclinação, posteriormente processadas e convertidas em deslocamento horizontal.



Figura 2 - Kit de inclinômetro e sistema de aquisição portátil (RST Instruments). Rodas autoajustáveis ao diâmetro do tubo.

2.2 INCLINÔMETROS *IN-PLACE* (IPI OU IIP)

Os inclinômetros *In-Place* possuem um princípio de funcionamento e instalação similar ao dos inclinômetros convencionais. No entanto, por sua vez são constituídos por vários torpedos inclinométricos acoplados em série (Figura 3), instalados ao longo do mesmo tubo inclinométrico, de tal modo que os instrumentos permaneçam fixos ao longo de toda a extensão do tubo ou em locais com previsão de movimento cisalhante, podendo ser dotados de sensores uniaxiais ou biaxiais, dependendo da aplicação a que se destinam. (SILVEIRA, 2006)

Apresentam a vantagem de poderem ser automatizados, maior espaçamento entre sensores, não necessitarem de um operador local e permitirem a sua integração em sistemas automáticos de instrumentação, algo bastante usual em casos de monitoramento remoto de encostas, barragens de aterro ou até estruturas de contenção.



Figura 3 - Detalhe de conexão entre segmentos sensorizados de IPI e detalhe dos componentes

2.3 SHAPEARRAY (SAA)

O *Shape Accel Array* (SAA) é um sistema composto por uma sequência de segmentos rígidos intercalados por juntas rotulares (Figura 4) que tornam possível a captação do movimento em qualquer direção sem eixo preferencial, contudo resistente à torção. Cada segmento tem três sensores de inclinação MEMS ortogonais, ligados a um conversor de sinal analógico para digital, um microprocessador e um sensor de temperatura.

Para a quantificação dos deslocamentos recorre às inclinações medidas pelos acelerômetros triortogonais e as distâncias conhecidas entre eles, 0,5 m ou 0,30 m para SAAV e 1,0 m para SAAX em aplicações horizontais

Os três acelerômetros por segmento, com calibração de fábrica de 360°x360°, possibilitam leituras tridimensionais, logo o SAA pode ser montado verticalmente, horizontalmente ou até no perímetro da uma seção transversal de um túnel para medição de convergências. Tudo dependente da finalidade para a qual ele for instalado e da configuração estabelecida no software durante a instalação do equipamento.

Em termos práticos, o seu formato se assimila a uma corda instrumentada com cerca de 20 mm de diâmetro devidamente acomodada num carretel proporcional ao seu tamanho. É fornecido em medidas pré-estabelecidas de projeto, montado, calibrado em fábrica e sem necessidade de calibrações periódicas como outros equipamentos.

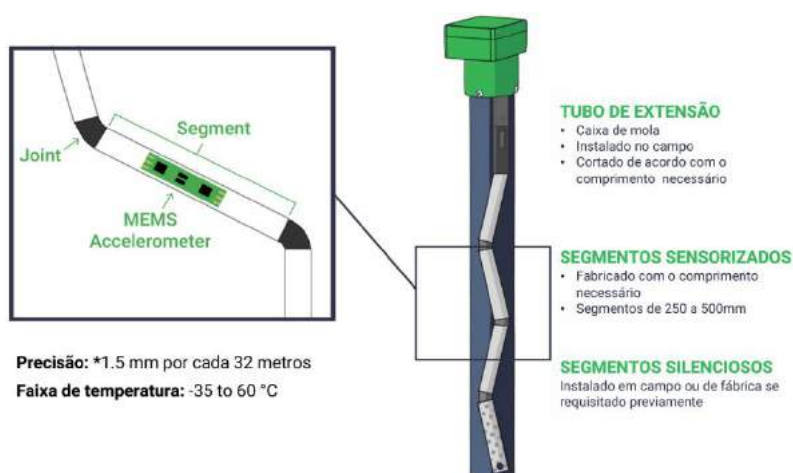


Figura 4 - Constituição de um equipamento do tipo *ShapeArray*

O SAA também pode capturar as vibrações em tempo real associado a atividade sísmica ou até de outras fontes externas.

A instalação dos equipamentos pode ser realizada em tubos circulares de diferentes diâmetros e materiais como ABS, PVC, Alumínio ou ferro fundido. As instalações verticais podem ser realizadas em diâmetros de 27 mm até 85 mm. As instalações horizontais em tubos de 27 mm até 50 mm e as instalações de convergência em tubos de PVC com diâmetro interno mínimo de 21 mm (já disponibilizados de fábrica).



Figura 5 - Tipos de aplicação de monitoramento com recurso a SAA (vertical, horizontal e convergência)

A aquisição de dados pode ser realizada através de coletores de dados dedicados, tipicamente, *dataloggers Campbell Scientific*, *dataloggers wireless* do tipo *DTSAA*, *Loadsensing*, *Ackcio* e *Sensemetrics* ou então se conectando diretamente através de um computador dotado de cabos de interface e *software* dedicado como *SAA Suite*. O software nativo *SAA Suite* é responsável pelo processo de instalação, programação, processamento e visualização dos dados.

Outro destaque neste equipamento é a possibilidade de este ser recuperável no final do período de utilização, sendo colocado de volta no carretel original de transporte e abrindo a possibilidade de ser reutilizado em um novo projeto.

O *ShapeArray* (SAA) trata-se de uma tecnologia com significativa aceitação no mercado geotécnico mundial, visto que nos últimos 15 anos terem sido instalados cerca de 180.000 m, tendo como alguns dos exemplos mais divulgados os casos indicados nos pontos 4.1, 4.2 e 4.3.

3 ANÁLISE COMPARATIVA

3.1 TÉCNICA

A análise técnica tem em consideração as especificações técnicas dos três equipamentos, nomeadamente: precisão, range, resolução, temperaturas toleráveis ou tipo de tecnologia associado aos acelerômetros (Tabela 1). Os dados foram obtidos através dos catálogos técnicos dos maiores fabricantes mundiais de instrumentos geotécnicos

Tabela 1 - Comparação de característica técnicas entre equipamentos

Características	Inc. convencional	Inc. In-Place	SAA
Precisão	±2,5mm/32m	0,8mm a 1mm	±0,5mm (G) até 1,5mm (NG)/ 32m
Range	±30°	±30°	±60°
Resolução	±0,004°	±0,0002°	±0,0005°
Sensor de inclinação	MEMS Biaxial	MEMS uniaxial ou biaxial	MEMS biaxial
Temperatura (°C)	-40 até 70	-40 até 70	-35 até 60
Espaçamento de leituras ou segmentos sensorizados	50 cm	entre 50cm a 3m	30 a 50 cm
Medição de temperatura	Não	Sim	Sim
Medição de vibração	Não	Não	Sim

De acordo com a comparação pode-se constatar uma precisão superior do SAA por se tratar de um equipamento menos suscetível a erros sistemáticos, tanto para um caso de "*grouteamento*"(G) ou não *grouteamento* (NG), onde a fixação na extremidade inferior é feita com calda de cimento e o preenchimento do restante furo com areia compactada ou solo-cimento.

Para além disso, a tecnologia associada ao SAA permite maior variação nas suas medições alcançando até ±60°, compreensível pela sua configuração tridimensional, que lhe confere maior versatilidade. Para inclinômetros convencionais e *In-Place* as medições verticais e horizontais não podem ser feitas pelo mesmo equipamento.

O SAA permite igualmente medições de temperatura em todos os segmentos e ainda vibração, quando ativada essa função específica. Tal como medições de no mínimo 30 cm entre segmentos quando é construído com essa configuração para situações específicas como túneis de pequeno diâmetro.

3.2 OPERACIONAL

A análise operacional tem em consideração fatores operacionais referentes à instalação, aquisição e transmissão dos dados coletados entre os equipamentos. Entre eles destaca-se: o menor diâmetro de perfuração para instalação de SAA e a dispensa da obrigatoriedade do uso de tubos inclinométricos, o que implica um menor custo na perfuração e aquisição de material.

O SAA pode ser introduzido em tubos de PVC, com diâmetro interno de 27 mm, normalmente utilizados em hidráulica residencial e facilmente encontrados em lojas comuns de material de construção.

Deve ser tido em consideração que uma campanha de leituras de inclinômetro convencional de 32 m de profundidade, demora cerca de 20 a 30 minutos a ser executada, para logo depois ser enviada para

processamento e disponibilizada para análise, totalizando, na melhor das perspectivas um gasto de 30 a 40 minutos para toda a operação (considerando que após a descida do torpedo o técnico aguarda estabilização de temperatura no interior do tubo inclinométrico).

Para casos de condições meteorológicas adversas, as leituras convencionais dificilmente poderão ser executadas por razões logísticas, enquanto o SAA e o IIP mesmo para um eventual problema de transmissão de dados, estes ficam guardados no *datalogger*, podendo ser descarregados mais tarde. Na eventualidade de ocorrência de descargas elétricas como raios, tanto o SAA como IIP possuem acessórios adequados previnem danos provenientes desse tipo de situações.

Tabela 2 - Comparação de características operacionais entre equipamentos

Características	Inc. convencional	Inc. In-Place	SAA
Diâmetro de furo (min)	3" a 6"	3" a 6"	2" até 6"
Material de tubos de instalação	Alumínio/ABS/PVC	Alumínio/ABS/PVC	PVC/ Alumínio/ABS
Diâmetro de instalação	65-85mm	65-85mm	27mm, 50-85mm
Tempo de leitura (min)	30-40min	instantâneo	instantâneo
Coleta e transmissão de dados	Presencial	Presencial/Autônoma	Autônoma
Coleta de dados com tubo sujeito a grandes deformações	Não	Não	Sim
Coleta de dados em condições meteorológicas adversas	Não	Sim	Sim

A instalação de inclinômetros *in-place* é mais demorada e complexa em campo porque exige a montagem e acoplagem da série de torpedos seja realizada no local. O peso do conjunto e o estrangulamento do tubo inclinométrico ao longo do tempo, com eventual perda dos equipamentos, são problemas comuns durante a sua utilização.

Visto que *ShapeArrays* são também utilizados em monitoramentos de longo prazo como em casos de gestão de risco em encostas, barragens ou túneis, a durabilidade do equipamento acaba sendo um questionamento comum. Neste aspecto o tempo médio de vida (TMV) do SAA está relacionado com diferentes fatores como:

- Comprimento total/quantidade total de segmentos.
- Deformação total.
- Frequência de leitura.

Por exemplo, uma SAA com 32 m, coletando dados diariamente e sujeito a pequenas deformações ao longo do tempo estima-se que tenha um TMV na ordem dos 30 anos. Por outro lado, um SAA nas mesmas condições, mas com 100 m de comprimento já terá um TMV estimado de 13 anos. Já, se os SAAs tiverem uma frequência de coleta de dados mais reduzida, o TMV de ambos pode aumentar significativamente acima dos valores referidos. Em suma, o TMV do equipamento é função do TMV dos seus sensores, que por sua vez estão condicionados tanto em termos de eletrônica (frequência de leituras e quantidade total de sensores) como mecânicos, para o caso de deformações excessivas a tal ponto que possam danificar os sensores.

4 CASOS DE ESTUDO

De acordo com o fabricante, há registro até à data deste artigo uma aplicação de *ShapeArrays* em projetos subterrâneos em território brasileiro, especificamente, em um túnel de mineração para

monitoramento de convergências, porém ainda sem autorização para divulgação. As restantes aplicações em território nacional concentram-se essencialmente no monitoramento automatizado de barragens de rejeito. Portanto, serão expostos casos notáveis e bem-sucedidos ocorridos no Reino Unido e Suíça.

4.1 CASO DE ESTUDO 1 – ESTAÇÃO WESTERN TICKET HALL, LONDRES, INGLATERRA

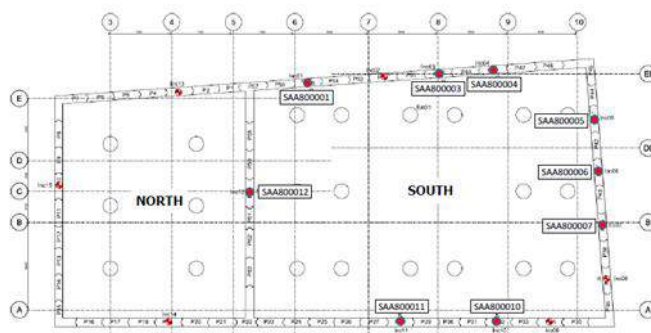


Figura 6 - Localização de SAAs e inclinômetros convencionais

Na escavação escorada da estação Western Ticket Hall, Londres, (LIPSCOMBE *et al.*, 2012), foram instalados 12 SAAs verticais entre 35 a 40 m (Figura 6) acoplados a tubos de inclinômetro para execução de campanhas convencionais complementares e comparativas no interior de paredes diafragma de contenção da escavação.

Comparando os dois procedimentos de leitura deu para entender que uma campanha manual levava cerca de 8 h/dia para conseguir os deslocamentos diários das paredes diafragma, considerando uma equipa de campo com um tempo médio de 40 min por inclinômetro. Enquanto a leitura do SAA sendo instantânea, resulta numa maior agilidade de aquisição de dados e consequente otimização operacional.

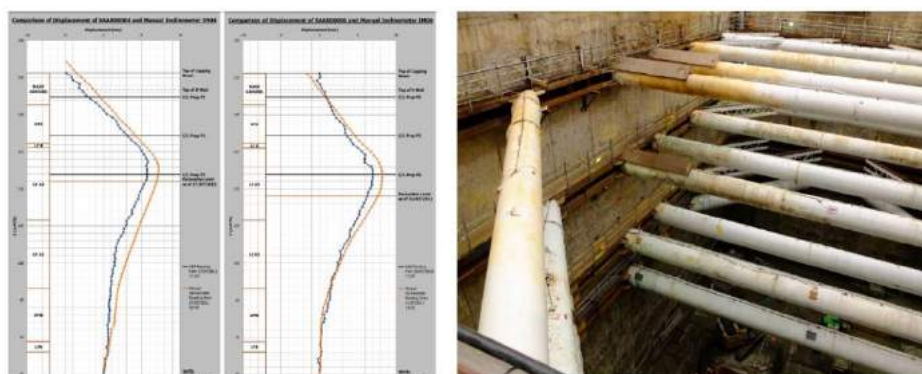


Figura 7 - A) Comparação de resultados entre inclinômetros 04 e 06 (linha laranja) com SAA 04 e 06 (linha azul) – Escala de deslocamentos do gráfico [-10mm;10mm]. B) Sistema de escoramento metálico de paredes de contenção da estação.

Os resultados entre inclinômetros e SAA apresentaram ligeiras diferenças até um máximo de 1,5 mm a 2,0 mm, o que para sistemas inclinométricos até 40m ainda se encontra dentro da precisão esperada tal como pode se observar na Figura 6.

O caso de estudo notabilizou-se, pelo fato, da instrumentação ter revelado que os deslocamentos ocorridos durante a escavação possibilitavam supressão do último nível de escoras (Figura 6), proporcionando um ganho econômico significativo e o encurtamento de prazo em cerca de um mês.

A supressão foi equacionada porque no momento da execução do terceiro nível de escoramento a instrumentação revelou que os deslocamentos da contenção se encontravam cerca de 50% abaixo do

previsto. Com essa informação os projetistas procederam às respectivas retroanálises e propuseram a continuidade da escavação sem escoramento do último nível, onde conseguiriam aumentar o vão final de 3 m para 11 m e uma economia na ordem de 5,3 milhões de reais (715.000€).

4.2 CASO DE ESTUDO 2 – METRÔ DE ZURIQUE, SUÍÇA

A execução dos túneis da nova linha do metrô de Zurique, Suíça, atravessou 16 m abaixo da estação central de Zurique e do rio Sihl (MEYER *et al.*, 2013) tal como ilustrado na Figura 8. Como as obras teriam de decorrer sem interferir na atividade normal da estação, a entidade coordenadora exigiu a implementação de um vasto sistema remoto de monitoramento. Neste mesmo plano de monitoramento foram integrados SAAs de convergência em seções de túneis executados por uma tuneladora Herrenknecht ($\varnothing=11,2$ m) acoplados a tubos de PVC e aplicados nas superfícies das aduelas (Figura 9).

A aplicação dos SAAs tornou-se necessária porque a metodologia convencional geodésica não permite a quantificação de convergências muito próximas à face de escavação.



Figura 8 - Corte transversal com a implantação da nova estação Lowenstrasse sob a Estação Central de Zurique

Esta medida revelou-se necessária porque durante a escavação identificou-se uma transição de um maciço rochoso de boas características, identificado localmente como “*molasse rock*” para uma rocha muito alterada que trouxe preocupações aos executores quanto aos recalques superficiais.



Figura 9 - Instalação de SAA de convergência próxima à face de escavação

Neste caso de estudo comprovaram-se os ganhos operacionais expressos pela agilidade de aquisição de dados através dos SAA, quando por outro lado, campanhas convencionais enfrentariam problemas técnicos como os de visada do equipamento topográfico. De destacar também a instantaneidade dos resultados dos deslocamentos diários da seção do túnel graças a sua integração com sistema remoto de aquisição, designado por “swissMon”, ilustrado na Figura 10.

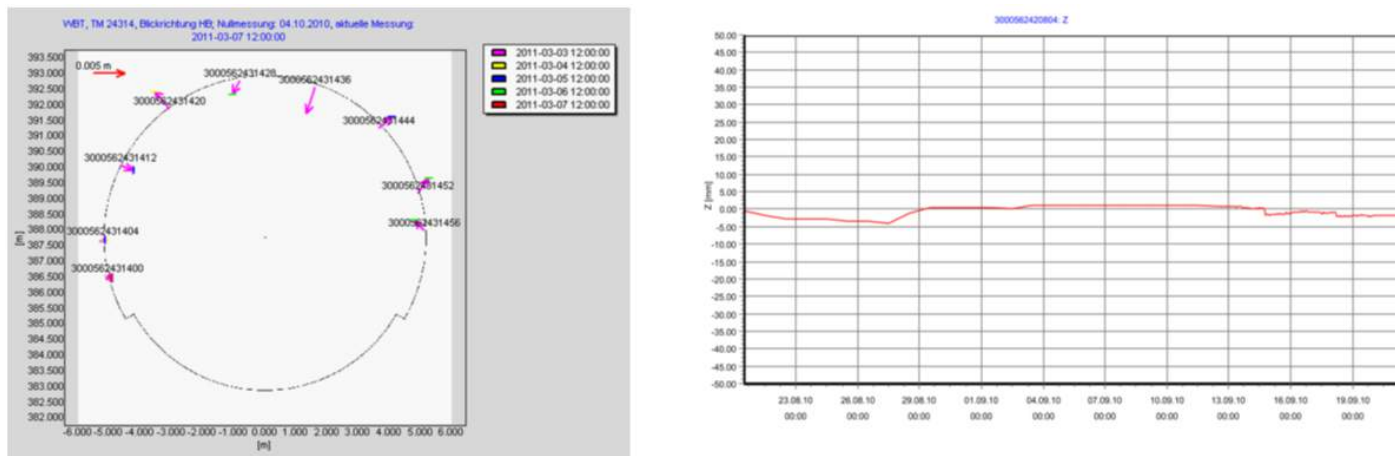


Figura 10 - A) Resultados de convergência em seção transversal. B) Evolução de convergência de uma corda com avanço de escavação.

4.3 CASO DE ESTUDO 3 – MONITORAMENTO DE GALERIAS DE ESGOTO E ÁGUAS PLUVIAIS

Para além dos casos anteriores, há registros de aplicações no Reino Unido da tecnologia SAA associados ao monitoramento de recalques e convergência em infraestruturas antigas como galerias de esgoto e águas pluviais.

É comum, em áreas densamente urbanizadas, durante os trabalhos de escavação ou execução de um túnel estes se cruzarem com outras infraestruturas subterrâneas tais como galerias de esgoto que devido ao seu tempo de vida, tipologia construtiva e proximidade podem ter a sua integridade estrutural colocada em causa devido à alteração do estado de tensão do solo durante a intervenção. Este caso específico se refere a uma escavação com 30 m de profundidade, 180 m de extensão diagonal (Figura 11), executada sobre um antigo túnel de drenagem de pequeno diâmetro, a cerca de 40 m de profundidade. Devido ao fato de a escavação ser executada numa argila com características expansivas (“London Clays”) e relativamente próxima ao túnel, existia a preocupação de que o alívio de tensões do solo retirado pudesse levar a um levantamento do túnel, que por sua vez poderia provocar distorções na estrutura do túnel e colocar a sua integridade estrutural em risco.

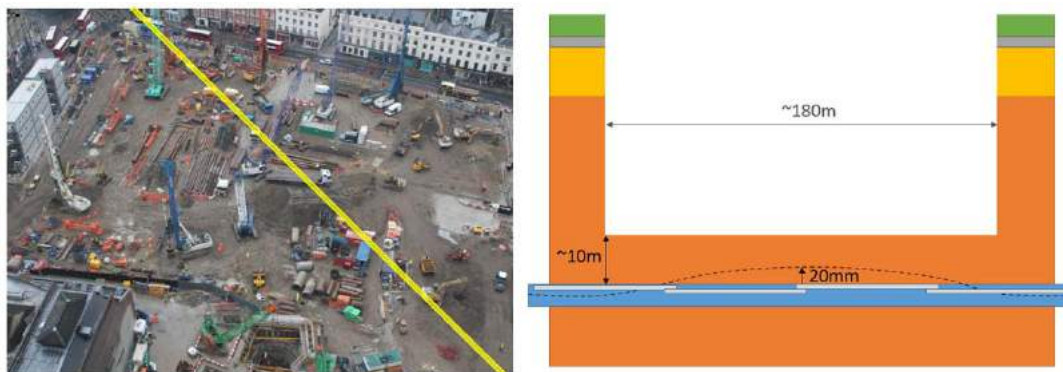


Figura 11 - Vista aérea da escavação e projeção do traçado do túnel de esgoto. Seção tipo da escavação a 30 m de profundidade em argilas com características expansivas (cor laranja).

Perante essas circunstâncias, definiu-se a instrumentação do teto do túnel com quatro *ShapeArrays* de 50 m (65 kg) com o objetivo de criar um SuperSAA com 200 m de comprimento total. O equipamento permite essa possibilidade através da sobreposição dos segmentos das suas extremidades e configuração de *software*. Como um equipamento de 200 m tem um peso significativo para transporte (superior a 170 kg) e até dificuldades de posicionamento em um túnel de pequeno diâmetro. Essa opção foi utilizada para agilizar a logística de transporte e instalação.

Além do monitoramento proposto, foi implantada uma estrutura metálica de reforço (Figura 12) para que o túnel acomodasse o alívio de tensões e não tivesse a integridade estrutural em causa. Nesse sentido, foi também estabelecido, através de modelação numérica, um limite de deformação vertical máximo (estado limite de serviço) na ordem de 20 mm.

Os *ShapeArrays* revelaram-se extremamente úteis nesse aspecto, monitorando a performance do túnel e comprovando as previsões de projeto, tal como ilustrado no gráfico comparativo da Figura 12.

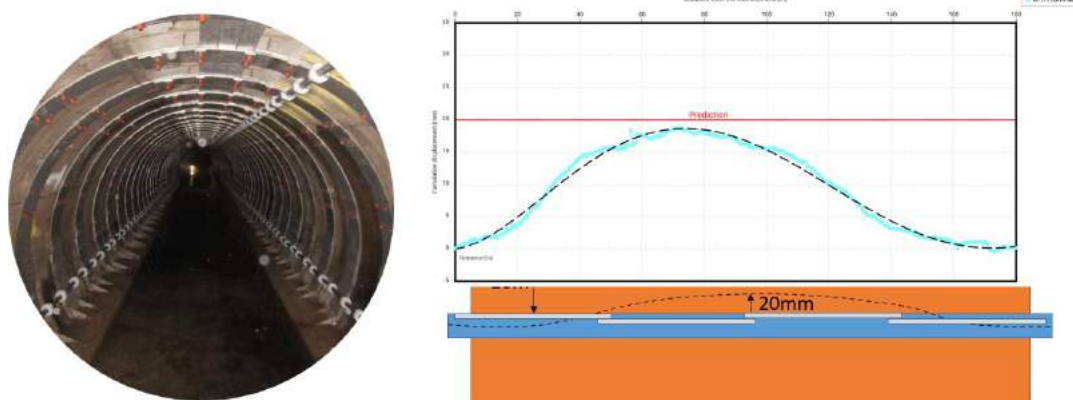


Figura 12 - SAA dispostos horizontalmente no teto do túnel e reforço estrutural metálico. Gráfico comparativo dos deslocamentos verticais previstos (tracejado) e monitorados (azul).
 Fonte: Geo-Observations

5 CONCLUSÃO

O *ShapeArray* (SAA) é um equipamento versátil capaz de dar uma resposta eficiente perante diferentes tipos de aplicações onde se pretendam monitorar deslocamentos horizontais, verticais ou convergências.

Apesar de se comparar diretamente com inclinômetros verticais, o SAA vai mais além e consegue desempenhar funções semelhantes a outros instrumentos como inclinômetros horizontais, perfilômetros, medidores de convergência ou até mesmo sismógrafos.

O desconhecimento da tecnologia associado à falta de experiência de aplicações nacionais e o investimento inicial no equipamento tem sido os maiores entraves à entrada deste tipo de tecnologia no mercado brasileiro. A variação cambial e a carga tributária associada a produtos importados também constituem um entrave, embora o mesmo se aplique à maioria dos equipamentos de monitoramento geotécnico importados.

Normalmente, as análises comparativas param na comparação direta entre os custos das soluções automáticas e convencionais sem um estudo mais aprofundada das relações custo-benefício, onde devem ser ponderados os seguintes fatores (SILVA, 2016):

- Quantidade de instrumentos (Q).
- Frequência de leitura (F).
- Tempo total de obra (TTO).
- Exigências logísticas e operacionais.

Os fatores citados quando combinados entre si em obras de médio/longo prazo e uma frequência de leitura significativa, resultam no gráfico ilustrado na Figura 13, porque as exigências logísticas e operacionais trazem consigo um acréscimo de custos mensais.

As exigências logísticas e operacionais são inerentes e consequência dos dois primeiros fatores e tem uma incidência expressiva nas soluções convencionais porque necessitam de considerar quantos elementos terá uma equipe, deslocamento, transmissão de dados, erros de leitura, processamento de informação, entre outros itens que levam ao aumento da complexidade logística e a probabilidade de falha humana, levando a custos, na sua maioria, incomportáveis no longo prazo.

A decisão entre as alternativas deverá ser sempre contextualizada com o tempo total de obra (TTO) para com isso verificar se o custo acumulado da solução convencional ultrapassa, ou não, a automatizada. Logo, obras de curto prazo, sem exigentes frequências de leitura não justificam o investimento numa alternativa automatizada. Mas por outro lado, obras com maior duração, usual em obras subterrâneas de grande porte, oferecem a oportunidade de amortização do investimento numa solução automatizada. (SILVA, 2016).

As obras subterrâneas representam um tipo de aplicação apropriada a tecnologias automatizadas como o SAA por serem obras de médio/longo prazo e exigirem um grande volume de informações num curto espaço de tempo e nas quais o SAA pode oferecer ganhos significativos no tempo de coleta e análise de dados resultando em otimizações de projeto e procedimentos de obra e, por consequência, ganhos econômicos.

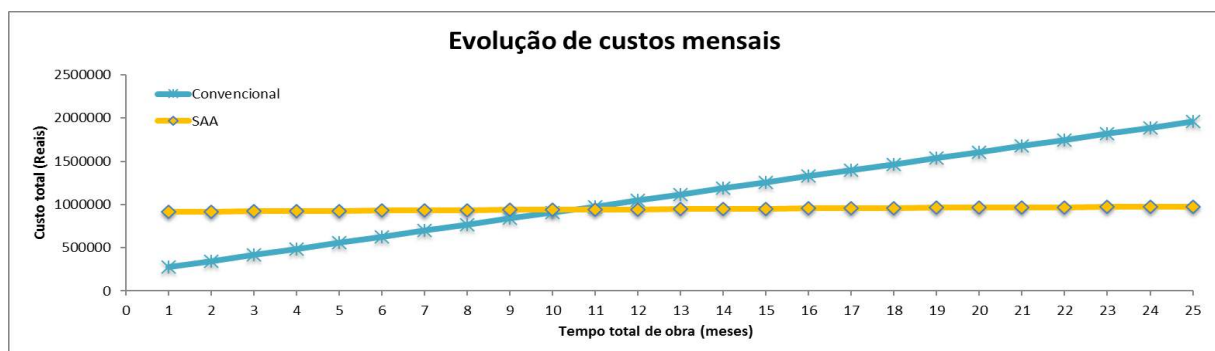


Figura 13 - Comparação modelo de custos entre solução automatizada com recurso a SAA e um solução manual/convencional equivalente ao longo de dois anos de obra.

REFERÊNCIAS

- [1] GEO-OBSERVATIONS home page, [online], <http://www.geo-observations.com> em 05/2021.
- [2] LIPSCOMBE, R.; CARTER, C.; PERKINS, O.; THURLOW, P. **The use of Shape Accel Arrays (SAAs) for measuring retaining wall deflection**. CrossRail Technical papers competition, Londres, UK, 2012.
- [3] MEASURAND home page, [online], **SAA description & installation – Instruction Manual** <https://measurand.com/products/saav/> em 05/2021.
- [4] MEYER, C.; SCHULTZ, S. **swissMon—An approach to 4D Monitoring of Tunnels in Urban Environments**, Zurique, Suíça, 2013.
- [5] RST home page, [online], **Digital Inclinometer System** <https://rstinstruments.com/digital-inclinometer-system/> em 05/2021.
- [6] SILVA, A. **Análise técnica, operacional e económica de inclinômetros convencionais e automatizados**. 15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Porto, Portugal, 2016.
- [7] SILVA, A. **Aplicação de Shape Accel Arrays (SAAs) em Obras Subterrâneas**. 4º Congresso Brasileiro de Túneis, São Paulo, Brasil, 2017.
- [8] SILVEIRA, J.F.A. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, 2006.

MONITORING OF SOIL CONDITIONING PARAMETERS DURING EPB TBM EXCAVATION IN SEDIMENTARY SERIES OF CLAYS IN THAILAND

Dr. Oscar Marazzini

Sika Services AG

Eng. Kanokwan Chuanak

Sika Thailand

Eng. Philippe Doriot

Sika APAC

Eng. Manfredo Belohuby

Sika LATAM

Abstract: Bangkok underground sedimentary series is one of the most well-known geology ever. The fast growth of the city in the metropolitan area with intense construction activities along the decades has allowed the build-up of an extensive bibliography related to geotechnical parameters of the city underground.

For the new metro lines under construction, lab investigations were run before the start of the TBM excavation to forecast the main conditioning parameters and to provide the contractor a first provisional estimation. Water content of sediments and plasticity/liquidity limits decrease top down while the consolidation degrees of clays increases, meaning that values of FER can be decreased in higher consolidated clays, while higher values of FIR maybe needed in the lower cohesive units for a proper conditioning of the clay. An easy calculation tool created for the purpose of organizing data in a consistent way allowed the comparison of conditioning parameters related to advancing speed of the TBM, chemicals consumptions, and general excavation operations. Conclusions came to prove a good fitting between FER values provided by lab pre-investigations and actualized FER during excavation. Values of FIR obtained during excavation were significantly lower than the ones defined during lab trials, added water (WIR) changed more randomly during the excavation. A definition of conditioning parameters in lab, during pre-investigation, provides quite reliable indicative results which can be used as a generic and preliminary reference.

The upmost aim of this paper is to spread the know-how of correlating laboratory results and final application at the jobsite, to understand how lab trials are able to provide reliable results that can be practically used on jobsites, allowing for better chances of success in any future projects around the world and avoiding expensive try-and-errors which usually leads to delays.

1 BANGKOK AND ITS UNDERGROUND

Bangkok is the capital and most populous city of Thailand. Its population is ranging 10,5 million (as of 2020), which is about 15% of the total country's population. Taking in account the whole Bangkok Metropolitan Area, over fourteen million people live or work in the surroundings, what makes this area one of the most congested of the world in terms of traffic and people.

The Asian investment boom noticed in the 1980s and 1990s led many multinational corporations to locate their regional headquarters in Bangkok, turning the city in a regional force in finance, business and tourism, bringing the city among the world's top tourist destinations.

The fast growth of the city, coupled with very poor urban planning, has resulted in a chaotic cityscape and inadequate infrastructure, leading to chronic and crippling traffic jams, which caused severe air pollution in the 1990s. The city has since turned to public transport as an attempt to solve the problem, operating five Rapid Transit Lines, and still building other public transit systems.

Proposals for the development of rapid transit had been made since the 1970's, but many of those plans failed the accomplishment. It was only in 1999 that Thailand's first Rapid Transit system, the so called BTS Skytrain, began operation.

The underground MRT (Metropolitan Rapid Transit) subsequently opened in 2004, and it is being expanded since then.

The MRT is a mass rapid transit system, and comprises two rail lines, with a further three lines currently under construction and due to open in 2021. The MRT Blue Line was the first to open in 2004, followed by the Purple Line, opened on August 2016.

Both the Blue Line and Purple Line are operated under a concession granted by the Mass Rapid Transit Authority of Thailand (MRTA), and have together a capacity to transport 470,000 passengers every day, comprising 45 operational stations and a combined route length of 60 kilometers. The Orange Line is the newest development in the mass transport network of the city.

The fast growth of the city led also to verticalization, with thousands of new commercial and residential buildings being erected in a few decades, which allowed a build-up of a «library» related to the geotechnical parameters of the city underground.

2 BANGKOK'S GEOLOGY

Bangkok is located at the Chao Phraya River delta. The river meanders through the city in a southerly direction towards the Gulf of Thailand, located 25 kilometers south of downtown. Average elevation is only about 1.5 m above sea level. The area has been gradually drained, and the course of the river has been modified by the construction of several canals through decades.

Bangkok underground sedimentary series of clays is one of the most well-known geology ever. The geology of the Bangkok area is characterized by a top layer of soft marine clay, known as "Bangkok Clay", averaging 15 meters in thickness, which overlies an aquifer system. This feature has contributed to the effects of subsidence caused by extensive ground water pumping and is currently one of the biggest challenges for underground construction. Subsidence reached a rate of 120 mm per year in the early 80's, and actions taken since then lessened the severity of the situation, although subsidence is still occurring at a rate ranging from 10 to 30 mm per year, and parts of the city are now 1 m below sea level, highlighting the fears that the city may be submerged by 2050.

The succession of the named Bangkok Clay is described as overlaying of clay layers with horizontal lying of three main units:

- soft clay, from the surface till about 10 m depth;
- medium clay, between 10 and ca. 15 to 20 m depth, with a variable thickness of 5 to 10 m;
- stiff clay, between 15 and 25 m depth, with a variable thickness of 5 to 10 m;
- sandy formation at depths over 25 to 30 m.

The typical geological section is shown below (Fig. 1).

This soil composition, together with the geological conditions afore mentioned, makes the excavation of a tunnel by means of a EPB TBM, the choice of ideal soil conditioning foams and the control of all TBM parameters during excavation a challenge to overcome.

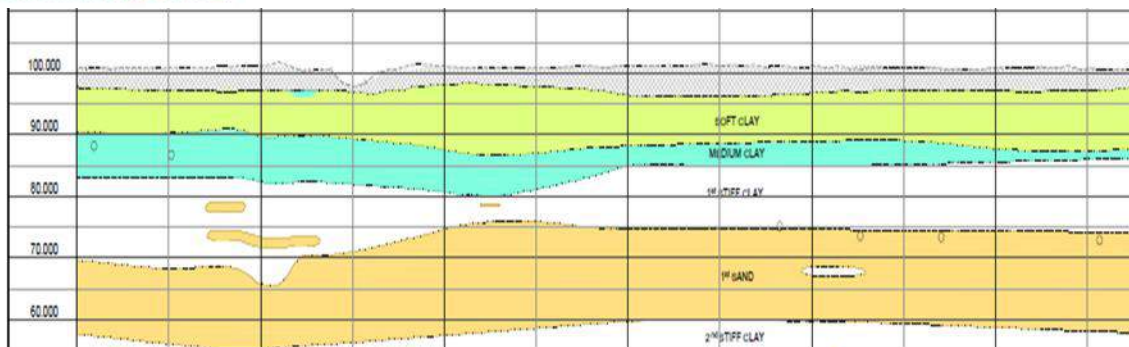


Figure 1 - Typical geological section according to Geological Report Metro Bangkok

3 PHYSICAL PROPERTIES OF BANGKOK CLAYS

Physical properties of Bangkok Clays can be defined and are presented on Table 1; the table is easily available in the most common bibliography related to Bangkok underground geotechnology.

Water content is (as usual) decreasing going «top-down» to a more consolidated clay and logically the same is for the void index. The meaning of this fact, TBM wise and in terms of generic behavior of soil conditioners, is:

- the deeper the material, the lower should be the FER (Foam Expansion Rate) of the conditioning foam, maybe needed to operate with some additional and limited injection of water;
- plasticity and liquidity limits show the change in consolidation degree.

Table 1 - Physical properties of Bangkok Clays

Properties	Weathered Clay	Soft Clay	Hard Clay
Natural water content (%)	125 – 135	120 - 130	20 - 25
Natural voids ratio (%)	3.7 – 4.0	3.1 – 3.6	1.0 – 1.3
Particle Size Distribution (P.S.D.)			
Clay	70	65	35
Silt	25	32	43
Sand	5	3	22
Density	2.72	2.75	2.75
Liquid Limit	120 ± 2	118 ± 1	45 ± 2
Plastic Limit	40 ± 2	45 ± 1	20 ± 2
Saturation degree	95 ± 2	98 ± 2	98 ± 2
Status of consistency	Soft	Soft	Stiff

4 CHOICE OF SOIL CONDITION AGENTS

A wide range of soil conditioning admixtures can be found in the market, usually these are water based solutions of different tensides, normally with readily biodegradable properties, suitable for injections onto the front of excavation, in the excavation chamber or along the screw conveyor of the TBM.

As general classification, different tensides are suitable and recommended in relation to physical properties of soils to be excavated. A simple, but not exhaustive criterium, is to define the use of the foaming agents based on the PSD (Particle Size Distribution) of the soil.

Regarding Bangkok clays, the analysis made at supplier’s lab resulted an average content of particles below 0,004 mm of 30-70%, a silt content ranging from 20 to 40% and a sand content of 7 to 25%. The average granulometric characterization of several samples of Bangkok clays are illustrated in Table 2.

Table 2 - Physical properties of Bangkok Clays

Fractions	%
> 0.064 mm	7 – 25
0.064mm – 0.004	20 – 40
< 0.004mm	30 – 70

A chart with Particle Size Distribution (PSD) of Bangkok clays related to the tensides provided by Sika Thailand is given at Figure 2.

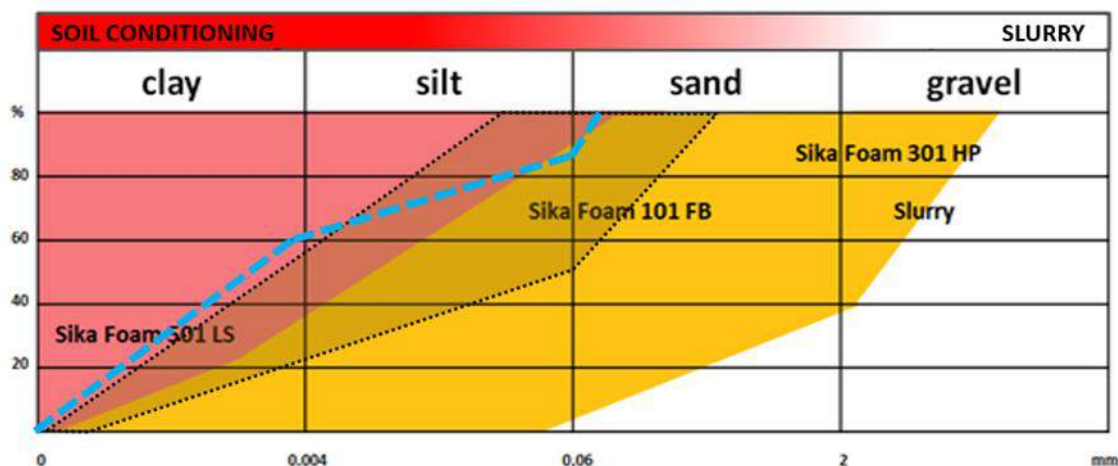


Figure 2 - PSD of Bangkok clays (blue dotted line) overlaid to foaming agents positioning chart, the shaded area across cohesive soil and granular soil behaviors represent the granulometric area where both tensides for clay and for sand may be used with adapted dosages, foam generation, water and foam injection parameters.

5 PRE-TRIALS IN THE LAB

An extensive trial phase was conducted at Sika Thailand labs on samples provided by the site and taken from depths comparable with tunnel alignment.

After the measurement the main physical properties of the soil, soil conditioning campaigns were done to make an estimation and a forecast of the possible FER (Foam Expansion Rate), FIR (Foam Injection Rate), WIR (Water Injection Rate) to be adopted during the real tunneling operations to provide the contractor with a first guideline on the conditioning parameters.

As basic assumption, the following parameters were adopted for the foam generation:

- C% (foaming agent in the foaming solution): 2%
- 2 values of FER targeted: 1:5 and 1:10

Foam was generated with a highspeed lab stirrer (4000 rpm). It has to be mentioned that this system does not provide an efficient foam generation like a real foam generator does; the stirrer provides bigger bubbles and shorter half-life of the foam.

Consistency test after conditioning was done with a standard shock table test (according to EN 1015-3) to limit the consumption of soil samples thus allowing the repetition of the conditioning test if needed. The shock table test was done with 15 shocks in 3 steps of 5 shocks and recording the spread value at each step. The expected value of spread to be reached after 3 shocks steps is between 140 mm and 160 mm.

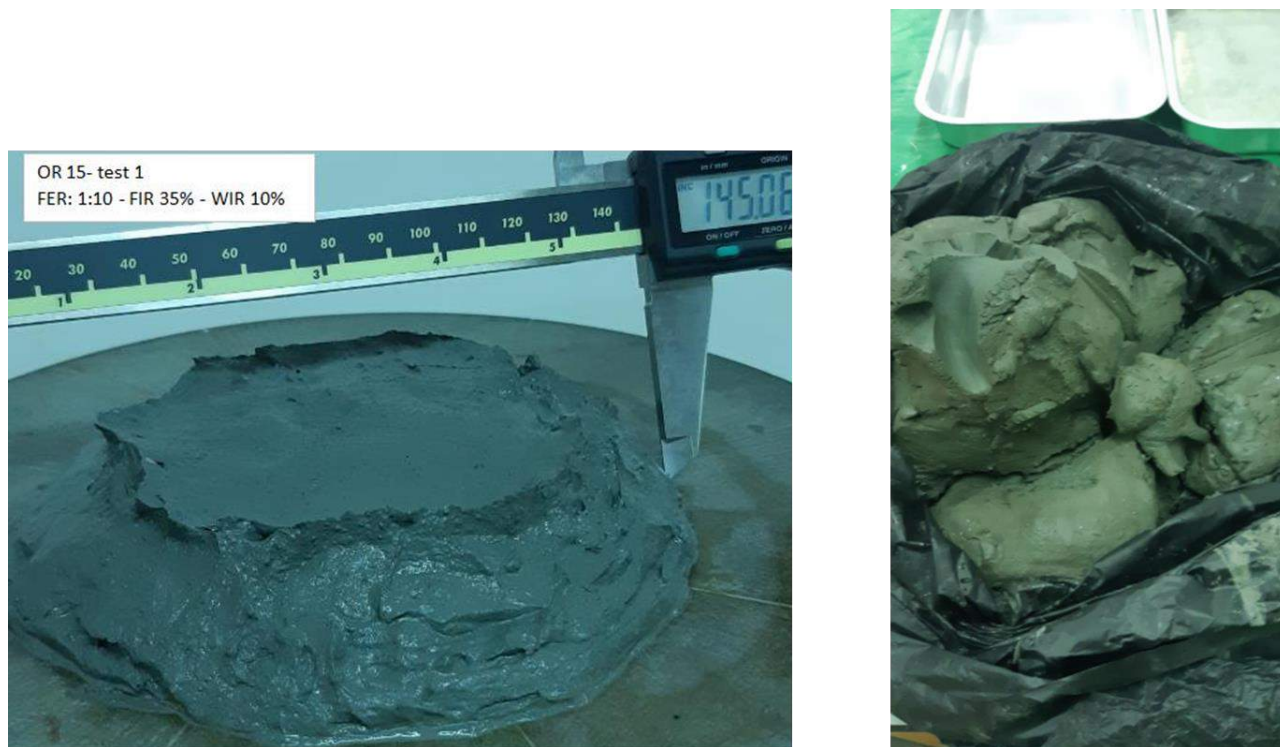


Figure 3 - Test with Shock Table Spread

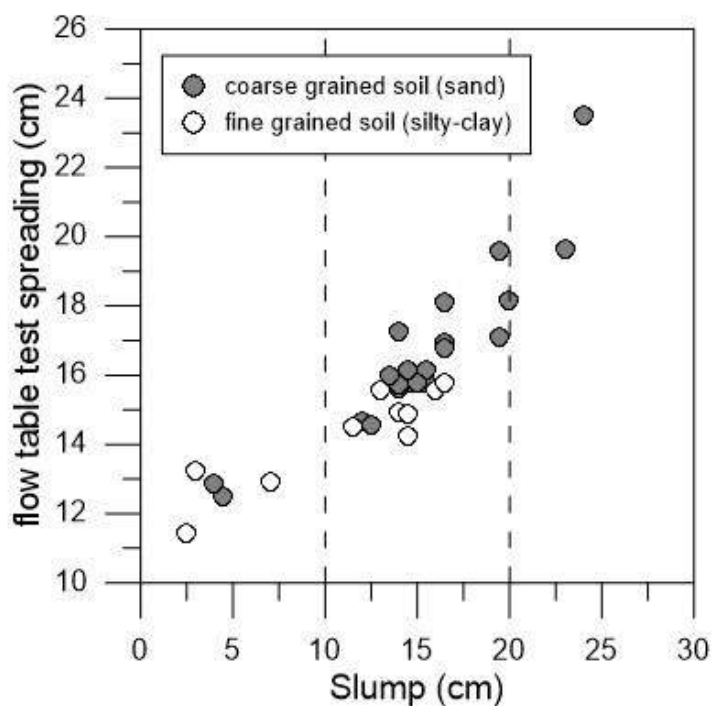


Figure 4 - Correlation of Flow Table Spread and Slump Test (1)

Figure 3 shows some pictures of the testing procedure on consistency using the shock table spread.

At Figure 4 is provided a chart that correlates the values of spread given by a shock table on small samples with the values of soil consistency provided by the slump test (height) with an Abrams cone. This last can be used only if big enough samples are provided by the jobsite, but the good correlation between both methods shows that reliable results can be achieved with smaller samples and using a scaled test.

At the end of the pre-testing campaign, four main types of soils could be identified based on the physical parameters and related to specific soil conditioning parameters as obtained in the lab:

- Face 1: a mix of 50% soft clay and 50% of medium density clay;
- Face 2: the face of the tunnel is completely made of medium clay at 100%;
- Face 3: the face of the tunnel is completely made of stiff clay at 100% with a water content as low as 20-40%;
- Face 4: a mix of 50% stiff clay and 50% of sand.

For Faces 1, 2 and 3 the foaming agent (SikaFoam 501 LS-TH) could provide a good consistency at FER ranging from 1:5 to 1:10 having lower value for very consolidated clays, a FIR of 20-60% as maximum values detected during the lab trials, and WIR of 10-15% being on 15% when highly consolidated clays were used. The use of the foaming agent for granular soil at Face 4 conditions could improve the conditioning of the soil but also the foaming agent for clays reached quite good performances being the clay percentage in the range of 50%.

In Table 3 detailed pieces of information are provided.

Table 3 - Forecast of conditioning parameters for different geological faces of tunnel based on lab pre-trials

Chainage		Face conditions				Forecast of conditions parameters					Site Monitoring
		Soft Clay	Medium Clay	Stiff Clay	Sand	SikaFoam TBM		FER	FIR	WIR	
From	To					Type	Dosage		%	%	
25130	25250	50%	50%			501 LS-TH	1.8%	5 - 10	20 - 40	10	x
25250	25450		100%					5 - 10	20 - 40	10	x
25450	25600			100%				5 - 10	40 - 60	15	x
25600	26350			50%	50%			5 - 10	40 - 60	15	x

6 THE TBM COCKPIT SOFTWARE

The use of a software tool, developed jointly by Sika Services AG and Sika Thailand, allowed the continuous monitoring of the soil conditioning parameters forecast vs the actualized parameters, consolidating long lists of field data into one screen with clear statements on average foaming agents consumption compared with excavation speed of the machine, for the specific dimension of the tunnel, duration and length of drive.

This allows also to consolidate parameters of many rings into one cockpit view for estimation of average parameters along the considered part of the tunnel.

In summary, the analysis was done considering following points:

- To compare the forecast data with post-excavation data;
- Parameters considered were:
 - FIR (Foam Injection Rate)
 - FER (Foam Expansion Rate)
 - WIR (Water Injection Rate)
 - Real speed of excavation vs Target speed
 - Total chemicals consumption (foaming agent) per ring
 - General assessment of excavation operations.

At Figure 4, a screenshot of the TBM cockpit tool.

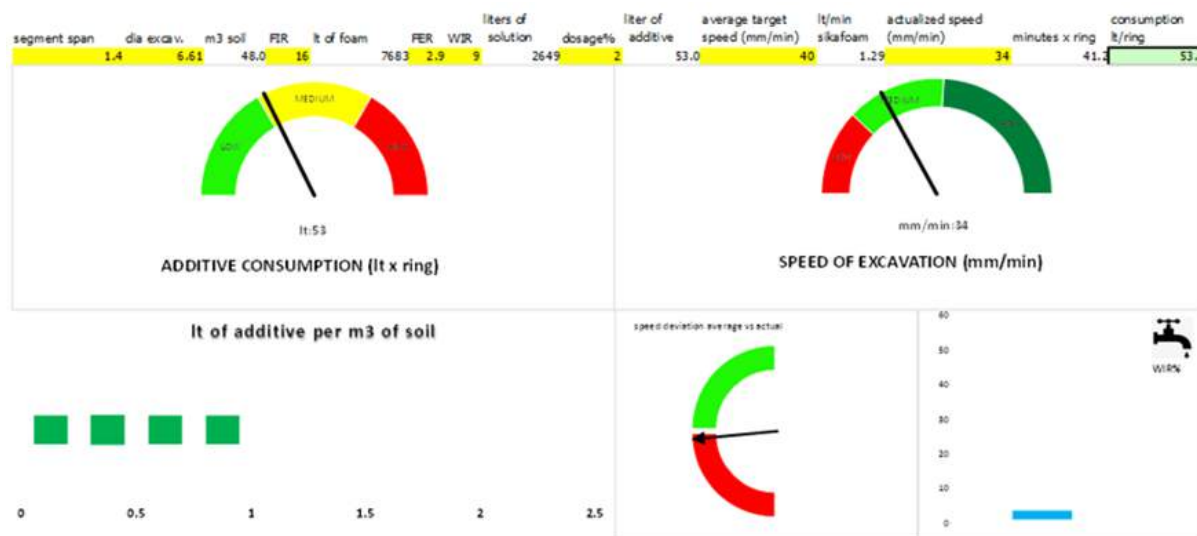


Figure 4 - Screenshot from TBM cockpit tool

7 COMPARISON OF LAB TEST WITH SITE RESULTS

Monitoring process took place during the excavation of 871 rings, the forecast data provided by Sika Thailand after the lab screening met in a quite good way the real parameters at the TBM machines especially in cohesive grounds with:

- acceptable fitting between FER forecast and «Actual FER»;
- «Actual FIR» has been much lower than forecast (with a much lower consumption of foaming agent compared with forecast from lab pre-screening);
- «Actual WIR» has a randomly path compared with WIR forecast, being anyway the values in the magnitude range;
- In relation to concentration of foaming agent into foaming solution the contractor confirmed the value suggested by the supplier being this between 1.8% and 2%.

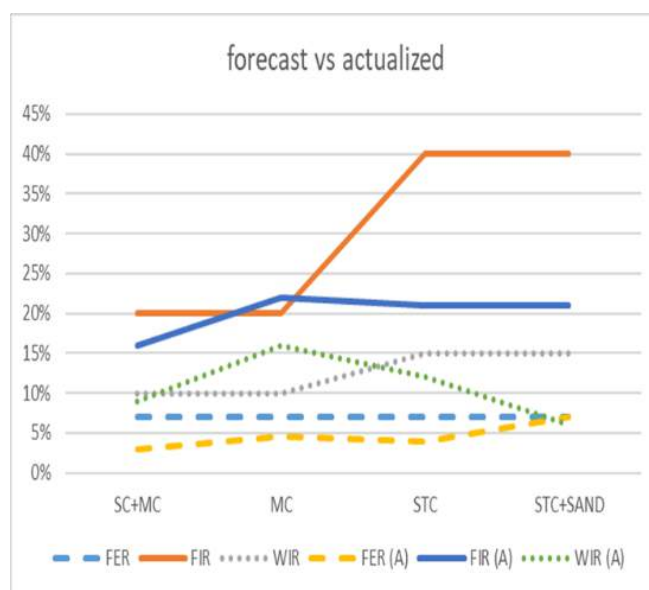


Figure 5 - Comparison of the 3 main conditioning parameters as forecasted vs actualized, depending on the geology of the tunnel face shown on X axis

Figure 5 shows a graph for the comparison between actualized value and forecast values.

8 CONCLUSIONS

Collection of excavation parameters along almost 1,200 m of tunnel has shown that the change in the consolidation degree of Bangkok Clays is affecting only slightly the conditioning parameters of the grounds at different geological conditions faces.

An exact fitting between post excavation actualized parameters and forecast parameters is a difficult target because lab assessments on soil samples collected before excavation may be influenced by the quality of the samples (humidity, contaminations, representativeness, etc..).

Lab trials have always the trend to overestimate the needed FIR and at the same time to work with FER values close to 1:8 – 1:10. FIR values at the site can be even 50% lower while keeping a nice level of conditioning, good extraction rates of spoil at screw conveyor and, at the same time, targets of advancing speed, torque, etc. are well fulfilled. A definition of conditioning parameters in lab gives quite reliable results which can be used as a generic and preliminary reference.



Figure 6 - Foam generator device at Sika Lab in Zurich

Moreover: TBM foam generators are much more effective than other manual systems or stirrers used in lab to generate foams. This makes the site soil conditioning much more efficient than on lab samples. Pre-screening with adequate lab foam generators can improve above aspects but still the quality of the ground sample remains uncertain. Figure 6 illustrates a good equipment for foam generation in a lab.

The lab results could be influenced by being done at atmospheric pressure, whereas on closed TBMs the conditioning of the soil happens under confined pressure. This was not the case here, because an open type TBM was used for Bangkok Metro excavation. However, in case closed TBM are used, the lab tests can be carried out by means of a special device that reproduces those conditions.

REFERENCES

- [1] SEBASTIANI D. & Di GIULIO A., **The Design of Conditioning Process for EPB-TBM Tunnelling**. SIG Magazine „Gallerie e Grandi Opere Sotterranee“. (2021)
- [2] ITA AITES home page, [on-line], <http://www.ita-aites.org/en/>.
- [3] MOH, Z. C., NELSON, J. D., BRAND, E. W., **Strength and Deformation Behaviour of Bangkok Clay**.
- [4] KHARAGHANI, SAEED & BOLOURI, HAMID & RIVARD, PATRICE & AKHTARPOUR, Ali, **A study on the efficiency of the hardening soil model for soft clay** (2020).

NORMAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM TÚNEIS VIÁRIOS NO BRASIL

A. L. G. Scabbia

Instituto de pesquisas tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT - São Paulo, Brasil

A. E. P. Brown

Coordenador da ABNT CE Túneis - Risiko Analise de Seguranca Ltda - São Paulo, Brasil

Resumo: Nos anos de 2019 a 2021, o CB24 da ABNT, por meio da Comissão Especial de Segurança Contra Incêndio para Sistemas de Transportes, deu continuidade aos trabalhos de melhoria contínua nas normas da ABNT voltadas a túneis viários, no que tange as premissas de tópicos de proteção em segurança contra incêndio. Foram revisadas e atualizadas quatro normas e implantadas três normas, além destas, tem uma norma em Consulta Nacional e outra, em elaboração. São apresentadas as principais alterações e implantações realizadas no período.

1 INTRODUÇÃO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é uma organização independente, privada, sem fins lucrativos e de utilidade pública, filiada a *International Standard Organization* (ISO), foi fundada em 29/09/1940, com a finalidade de efetuar a normatização técnica no Brasil, fornecendo insumos ao desenvolvimento tecnológico brasileiro.

Atualmente, a ABNT é formada por 55 Comitês Brasileiros (CB) e de Comissões Técnicas Especiais para determinados assuntos.

A área de túneis viários é tratada pela Comissão Especial de Segurança Contra Incêndio para Sistemas de Transportes, que pertence às atribuições do CB24 - Segurança contra Incêndio, que foi criado em jan. 1990. Esta Comissão Especial tem elaborado normas técnicas nos últimos quinze anos.

O desenvolvimento viário brasileiro ocorreu em conjunto com o industrial, uma vez que o deslocamento constante de pessoas e materiais se tornou mais frequente. Entretanto, com maior frequência viária também começaram a ocorrer os acidentes mais graves. No Brasil, a ocorrência de acidentes com incêndio em túneis é muito baixa e sem fatalidades.

Destacam-se as normas produzidas:

- ABNT NBR 15661:2019 - Proteção contra incêndio em túneis rodoviários e urbanos Objetivo: Especifica os requisitos para a segurança da prevenção e proteção contra incêndio em túneis destinado aos transportes rodoviários e urbanos de pessoas e/ou cargas. Cancela e substitui a edição anterior ABNT NBR 15661:2012 ABNT
- ABNT NBR 15775:2009 - Sistemas de segurança contra incêndio em túneis comissionamento e inspeções Ensaio, Objetivo: Esta norma especifica os requisitos para os ensaios, comissionamento, inspeções nos equipamentos elétricos e mecânicos, sistemas operacionais, dispositivos de medição e construções civis relacionadas com a prevenção e proteção de incidentes nos túneis dos usuários, cargas transportadas e patrimônio público ou privado.
- ABNT NBR 15981:2011 - Sistemas de segurança contra incêndio em túneis – Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis Objetivo: Esta Norma especifica os requisitos para a sinalização e a comunicação de emergências relacionadas com a prevenção e a proteção de incidentes nos túneis com usuários, cargas transportadas e patrimônio público ou privado nos túneis urbanos, rodoviários, metroviários e ferroviários.

- ABNT NBR 16736:2019 Proteção contra incêndio em túneis rodoviários e urbanos - Operação de emergência em túneis rodoviários e urbanos Requisitos Objetivo: especifica os requisitos para operação dos sistemas eletroeletrônicos em túneis rodoviários e/ou urbanos, em situações de emergência e de segurança pública.

O presente artigo busca verificar se os cenários de riscos, detectados nos acidentes, ocorridos nos últimos 20 anos, em túneis, com geração de incêndio, estão sendo abordados nas normas nacionais de modo a criar barreiras a se evitar a sua ocorrência no Brasil, e se caso ocorram, que não gerem situações de risco aos seus ocupantes.

2 ACIDENTES QUE INDICARAM CENÁRIOS DE RISCOS QUE DEVEM SER EVITADOS

A seguir são apresentados acidentes ocorridos, suas causas raízes e medidas mitigadoras propostas.

2.1 TÚNEL DE NIHONZAKA

De acordo com o relato de Mashimo (2002), após o acidente foram tomadas as seguintes medidas específicas para a retomada das operações do túnel; -é importante observar que, na ocasião do incêndio, esse túnel, a exemplo de muitos outros, não apresentava medidas voltadas para a proteção contra incêndio:

- proibir a circulação de caminhões com carga perigosa;
- proibir a ultrapassagem dentro do túnel;
- instalar radares para evitar a circulação em alta velocidade;
- instalar Painéis de Mensagens Variáveis - PMV nas entradas do túnel (dois em cada entrada) e mais dois internamente;
- unir os dois túneis, ou seja, anexar o túnel afetado pelo incêndio ao túnel paralelo (que tinha sentido contrário), transformando-os em unidirecionais, com quatro faixas de mesmo sentido;
- construir baias de emergência para carros no interior do túnel;
- melhorar a iluminação dentro do túnel;
- instalar sinalização semafórica (vermelho/verde) na entrada do túnel.

2.2 TÚNEL DE CALDECOTT

O relatório do *National Transportation Safety Board (1983) Highway Accident Report Adopted: Multiple Vehicle Collisions And Fire Caldecott Tunnel Near Oakland, California (April 7, 1982)* define a necessidade de adoção das seguintes medidas adicionais:

- informar o motorista antes de sua aproximação do local do acidente;
- avaliar e revisar, onde necessário, procedimentos de emergência;
- desenvolver sistema com resposta rápida a emergências e treinar operadores do túnel em todas as fases da emergência, inclusive para casos de incêndio, com periodicidade, tal que possa evidenciar a capacidade dos funcionários;
- identificar de modo claro as saídas de emergência do túnel;
- proibir mudanças de pistas ou ultrapassagens no interior do túnel;
- melhorar as condições de supervisão do túnel e atuação por meio da adoção de sistema de comunicação e de segurança contra incêndio;
- proibir o ingresso de produtos perigosos no túnel;
- rever a administração federal da estrada e os programas urbanos de administração do transporte para que incentivem a segregação dos veículos, de modo a evitar que a estrada apresente um risco desnecessário ao público em função do compartilhamento da estrada com a movimentação de caminhões trafegando com produtos perigosos;
- monitorar os condutores com problemas médicos conhecidos;
- adotar sistemas automáticos para garantir o cumprimento dessas propostas.

2.3 EUROTÚNEL

O relatório emitido conjuntamente pelo *Bureau d'Enquêtes sur les Accidents de Transport Terrestre* (2010) aponta a necessidade de adoção das seguintes melhorias:

- implantar dispositivos e procedimentos suficientemente confiáveis, voltados para mitigar os riscos associados à formação de arcos voltaicos entre objetos com altura excessiva, como partes de caminhão ou de sua carga útil, e a catenária;
- adequar sistema automático de detecção de incêndio, tornando-o mais rápido e confiável para qualquer princípio de incêndio;
- revisar o procedimento operacional quando da detecção de um incêndio;
- revisar procedimento para identificação de perigos e avaliação de riscos;
- rever a metodologia de controle do trabalho realizado por terceiros à operadora do túnel;
- melhorar os procedimentos relativos à gestão de crise, em caso de incêndio no túnel, de modo a permitir a retirada de passageiros em um período de tempo aceitável e o início rápido do combate ao incêndio.

2.4 TÚNEL DE MONTBLANC

O Relatório do *Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement* (1999) aponta a necessidade de consideração das seguintes ações para aprimoramento da segurança contra incêndio:

- examinar a possibilidade de reduzir os riscos potenciais de incêndio por meio do controle dos materiais transportados;
- examinar a possibilidade de inspeção dos veículos antes de seu ingresso no túnel;
- instalar sistema automático de detecção de incidentes (DAI);
- adotar Centro de Controle de Operações – CCO único;
- implantar operação viária capaz de supervisionar e quantificar os veículos no interior do túnel, para permitir ação rápida e eficaz em situação de incêndio;
- garantir que os sistemas/equipamentos, principalmente os sistemas elétricos e de comunicação no interior do túnel, mantenham-se em operação durante a ocorrência de incêndio;
- informar usuários sobre a ocorrência de incêndio, de modo claro, com sinalização visual e sonora, indicando automaticamente as saídas de emergência;
- implantar serviço ininterrupto de primeira atuação, composto por equipe de três a cinco especialistas, capaz de atuar em 5 minutos após a identificação da ocorrência;
- adotar plano único de atuação, considerando os dois lados de emboque (França e Itália);

2.5 INCÊNDIOS NA CHINA

Tendo como referência dados estatísticos de incêndios, ocorridos entre 2000 e 2016, na China, Ren *et al.*, (2019) avaliou 161 eventos de incêndio, considerados de grande e médio porte. Entre os casos analisados, 40 eventos, ou seja, 24,8%, geraram danos à estrutura ou infraestrutura do túnel e 11 casos provocaram mortes no interior dos túneis (Figura 5). Foram recomendadas ações quanto à implantação de medidas de proteção passiva. Em função dos danos constatados, os autores fizeram diversas recomendações de melhorias, aderentes às recomendações feitas nos eventos relatados anteriormente.

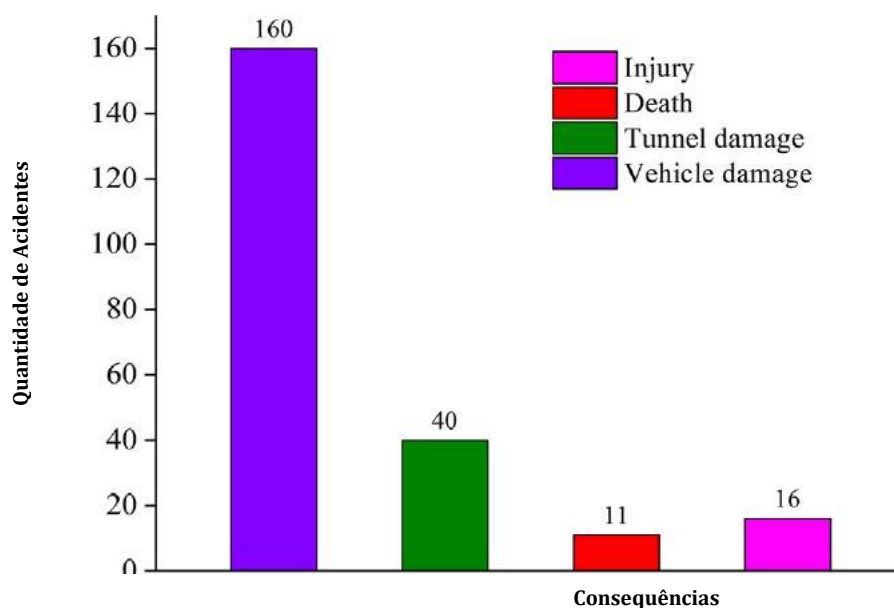


Figura 5 - Consequência dos incêndios ocorridos na China entre 2000 e 2016. Fonte: Ren *et al.*, (2019).

2.6 INCÊNDIOS NA AUSTRÁLIA

Conforme Casey (2020), a Austrália adota, desde 2002, sistemas fixo de combate à incêndio com água, do tipo Dilúvio, no interior de alguns túneis. Em, aproximadamente, 50% dos eventos danosos, onde se utilizou o sistema de dilúvio, o incêndio foi extinto. Nos demais eventos eles limitaram o incêndio e a equipe de operação realizou o término do combate (Figura 6).

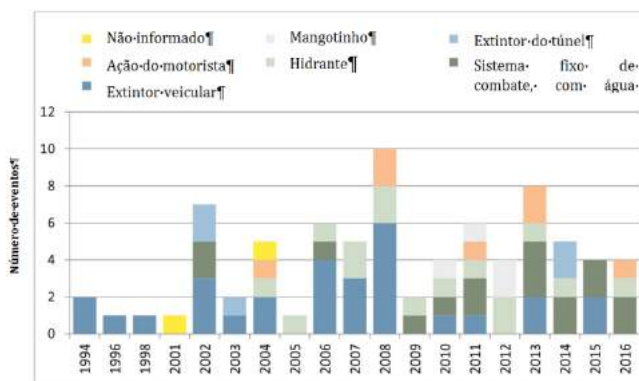


Figura 6 – Eventos que envolveram o uso de sistema de combate contra incêndio nos principais túneis na Austrália, entre 1994 e 2016. Fonte: Casey (2020)

Figura 6 - Eventos que envolveram o uso de sistema de combate contra incêndio nos principais túneis na Austrália, entre 1994 e 2016. Fonte: Casey (2020).

Na Tabela 1 estão apresentadas, em sùmula, as propostas de melhoria que foram definidas após incêndio de alguns túneis, associadas aos elementos de verificação estabelecidos, comprovando-se que, de alguma maneira, todos foram considerados para a composição da segurança contra incêndio e a retomada de operação comercial.

Tabela 1 - Melhorias definidas após incêndios

Túnel (historico de eventos retirado da Tabela 1)	Elementos de verificação													
	Condutores e usuários	Controle das cargas transportadas	Elementos estruturais e civis	Operação do túnel centralizada em CCO	Sistemas de proteção contra incêndio							Sistemas mecânicos e eletroeletrônicos	Sistemas de informação aos usuários	Manutenção e atualização periódica
					Resistência ao fogo do revestimento do túnel	Reação ao fogo	Deteção de incidentes ou incêndio	Ventilação	Iluminação	Extinção do fogo	Saída de emergência			
Nihonzaka	x	x	x	x	(*)	(*)	x	x	x	(*)	x	x	x	x
Caldecott	x	x	x	x	(*)	-	x	-	-	-	x	-	x	-
Afeganistão	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
King's Cross	x	x	x	x	(*)	x	-	x	x	-	-	-	x	x
Palermo - italia	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	x	-
Canal da Mancha (1996)	x	x	x	x	(*)	x	-	-	x	x	-	-	-	-
Mont Blanc	x	x	x	x	(*)	x	x	-	x	-	-	x	x	-
Tauern	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Reigersdorf	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	x	-
Canal da Mancha (2015)	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	x	x	x	-	-
China 2000 - 2016	x	x	x	x	x	x	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
Australia (1994 - 2016)	x	x	(*)	x	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	x	(*)	(*)	(*)	(*)

(*) Não era foco da análise

Fonte: Scabbia & Berto 2020

Deve-se observar que entre os elementos de verificação, além dos sistemas de proteção contra incêndio, claramente associados ao controle do incêndio, estão contempladas, nos outros elementos, predominantemente, as ações de prevenção contra incêndio.

É importante observar que, para todos os acidentes apontados na Tabela 3, considera-se a necessidade dos condutores e usuários atenderem aos comandos operacionais. Tal situação decorre da constatação, nos eventos estudados, que, de modo geral, esses não se dirigiram às saídas de emergência, pelo principal fato de não terem sido alertados para a gravidade do evento. Sob esse ponto de vista, tal ação tem natureza protetora e depende de outros elementos voltados para a segurança contra incêndio.

Em todos os casos apontados na Tabela 1 considera-se necessária a definição e controle das cargas presentes nos túneis, inclusive a limitação da toxicidade gerada quando de sua ignição. Da mesma forma, a existência, ou revisão, de procedimentos de atuação operacional, com gestão centralizada em um Centro de Controle Operacional, são sempre consideradas.

A existência de danos na estrutura do túnel também é indicada em todas as análises efetuadas, como um problema importante, apesar de terem sido incluídas propostas explícitas de melhorias.

Os sistemas de proteção contra incêndio, os sistemas mecânicos e eletroeletrônicos e os sistemas de informação aos usuários são apresentados em todos os eventos, sempre com a recomendação destacada de proceder-se sua revisão, ampliação ou modernização. Portanto, o processo de atualização tecnológica de todos esses sistemas, ao longo da operação comercial dos túneis, foi considerado deficiente e decisivo para a ineficácia do controle do foco de incêndio e do processo de evacuação dos túneis.

De acordo com Shida & Scabbia (2001), por mais que sejam inseridos nos túneis sistemas automáticos de controle ou de supervisão, esses não substituem, mas apenas auxiliam as equipes operacionais. Durante um sinistro, as pessoas que estão no interior do túnel sempre necessitam de apoio, via intervenção humana devidamente equipada.

3 PROJETOS DE NORMA DA ABNT

O projeto de norma é realizado pela comissão técnica, em reuniões mensais de forma presencial, mas, neste momento, estão sendo realizadas virtualmente pela plataforma Zoom.

Entre 2019 e 2021 foram realizados três projetos de norma, sendo que um a ABNT NBR 16888 apresenta os requisitos de proteção contra incêndio para o sistema ferroviário de carga, foi publicado e os dois outros estão em fase de edição e em elaboração, respectivamente. Esta norma apresenta os requisitos, além da ferrovia, aqueles para oficinas, estações, terminais, veículos e outras edificações que compõe o sistema de transporte de carga por ferrovia. Estabelece os requisitos para se efetuar a análise e gerenciamento de riscos de incêndio e procedimentos de emergência e de contingências neste sistema ferroviário de cargas.

O projeto de norma que apresenta os requisitos de revitalização de túneis urbanos existentes está na fase de edição. O projeto de norma que atualmente está elaboração é o de requisitos de proteção contra incêndio para túneis submersos, nos tipos flutuante, imerso e em rocha.

Propõe-se aqui analisar alguns eventos ocorridos em túneis, no sentido de identificar os erros cometidos que levaram à ocorrência de acidentes e, para alguns deles, as soluções que foram recomendadas para prevenir novos eventos danosos. Na Tabela 1 estão apresentados alguns exemplos notáveis.

Foram identificadas algumas recomendações, denominadas no presente artigo como propostas de melhorias, realizadas posteriormente aos acidentes. Essas ações, obtidas dos relatórios oficiais ou de artigos que os referenciam, propõem melhores práticas de prevenção e proteção, de modo compatível com tecnologias existentes à época dos sinistros, que deveriam ser adotadas para a retomada de suas operações comerciais. Na prática, os estudos desses acidentes evidenciam os erros cometidos antes dos sinistros e favorecem a melhoria contínua de aspectos relacionados ao projeto e à operação de novos túneis. Seguem alguns exemplos de destaque.

4 COMISSÃO TÉCNICA

A Comissão Técnica para a elaboração de projetos de normas é formada por técnicos de concessionárias (Ecovias, CCR, Metrô, Vale, MRS, Rumo etc.), fabricantes de sistemas eletromecânicos e de proteção contra incêndio, consultores independentes, Corpo de Bombeiros e de pesquisadores (IPT, USP), que elaboraram normas que buscam evitar que os sinistros ocorridos no passado voltem a ocorrer.

Nos textos das normas ABNT NBR referentes à segurança contra incêndio em túneis, em vigor no Brasil, conforme apontado na Tabela 2, todos os elementos de verificação apontados estão presentes. Essas normas definem diretrizes, requisitos e critérios de segurança contra incêndio, que levam em conta o estado da arte de cada um dos sistemas que compõem os elementos de verificação.

Tabela 2 - Relação entre as normas brasileiras e os elementos de verificação

Normas	Escopo	Elementos de verificação													
		Condutores e usuários	Controle das cargas transportadas	Elementos estruturais e civis	Operação do túnel centralizada em CCO	Sistemas de proteção contra incêndio							Sistemas mecânicos e eletroeletrônicos	Sistemas de informação aos usuários	Manutenção e atualização periódica
						Resistência ao fogo do revestimento do túnel	Reação ao fogo	Deteção de incidentes ou incêndio	Ventilação	Iluminação	Extinção do fogo	Saída de emergência			
ABNT NBR 5181	Projeto de iluminação em túneis	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 15661	Projeto e operação de túneis com tráfego de veículos, em ambiente rodoviários e urbanos	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 15775	Ensaio, comissionamento e inspeções para todos os tipos de túneis	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 15981	Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 16484	Projeto e operação de túneis com sistemas de transporte sobre trilhos	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 16736	Operação em caso de emergência em túneis rodoviários e urbanos	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 16888	Segurança contra incêndio para sistemas ferroviários de transporte de cargas	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 16980	Proteção contra incêndio - Túneis urbanos existentes - Requisitos de revitalização (Aprovada em 2021)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR XXXXX	Proteção contra incêndio em túneis submersos (em elaboração)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Fonte: modificado de Scabbia & Berto 2020

5 CONCLUSÃO

Quando se verificam que as propostas de melhoria de segurança contra incêndio, ver Tabela 1, internacionalmente aceitas, foram adotadas e implantadas nas normas nacionais de túneis viários, ver Tabela 2, fica comprovado que todos eles foram considerados para a composição da segurança contra incêndio e a retomada de operação comercial em túneis viários no Brasil. Não existe, ainda, um mecanismo governamental de inspeção periódica dos túneis, que garanta o atendimento, durante o seu uso, de implantação e manutenção destes requisitos.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT NBR 5181, **Sistemas de iluminação de túneis - Requisitos**, 2021.
- [2] ABNT NBR 15661, **Proteção contra incêndio em túneis**, 2021.
- [3] ABNT NBR 15775, **Sistemas de segurança contra incêndio em túneis - Ensaio, comissionamento e inspeções**, 2019.
- [4] ABNT NBR 15981, **Sistemas de segurança contra incêndio em túneis - Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis**, 2019.
- [5] ABNT NBR 16484, **Segurança contra incêndio para sistemas de transporte sobre trilhos - Requisitos**, 2020.
- [6] ABNT NBR 16736, **Proteção contra incêndio em túneis rodoviários e urbanos - Operação de emergência em túneis rodoviários e urbanos - Requisitos**, 2019.

[7] ABNT NBR 16888, **Segurança contra incêndio para sistemas ferroviários de transporte de cargas - Requisitos**, 2020.

[8] SCABBIA, A.L.G. ; BERTO, A.F. **Seguranca Contra Incêndio em túneis**, Revista Concreto N. 97 - Inspeção e manutenção, 2020.

[9] SHIDA, L.; SCABBIA, A. L. G **Modelo operacional: adequação da capacidade à demanda com incorporação da pista descendente**. São Paulo: Artesp, 2001. (Apresentação realizada em 2001).

O ENSAIO DPT NA AVALIAÇÃO DO CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS PARA O REVESTIMENTO DE TÚNEIS

A. R. E. Cáceres; F. P. Santos; R. Monte; A. D. Figueiredo

Departamento de Engenharia de Construção Civil – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

S. H. P. Cavalaro

School of Architecture, Building and Civil Engineering – Loughborough University, Loughborough, UK

Resumo: O controle do concreto projetado reforçado com fibras (CPRF) para túneis tem sido um aspecto que vem se desenvolvendo intensamente nos últimos anos. Uma das principais estratégias de inovação é possibilitar o controle do CPRF efetivamente incorporado no revestimento do túnel a partir de testemunhos extraídos, evitando-se basear o processo de controle unicamente em placas ou prismas extraídos de placas. Nesse sentido, estudos experimentais foram realizados abordando o uso do ensaio duplo punçamentação (DPT) na avaliação do comportamento mecânico do CPRF por meio de cilindros extraídos. Abordou-se a influência da dimensão do cilindro (altura e diâmetro de 100 ou 150 mm) do ensaio DPT nos resultados de resistência residual e energia absorvida, que mostraram boa correlação com os resultados convencionais obtidos por meio de ensaios de flexão de prismas EN 14488-3 e punção de placas EN 14488-5. O estudo conclui que o ensaio DPT pode ser considerado como um método viável para avaliar a resistência residual e a energia absorvida do CPRF, tanto em programas regulares de controle da qualidade como para a verificação da conformidade do revestimento do túnel. Adicionalmente, a possibilidade de obter modelos constitutivos baseados no ensaio DPT foi verificada, concluindo-se que o ensaio DPT pode fornecer parâmetros de projeto em consonância com as diretrizes recentes da ITA (*International Tunnelling and Underground Space Association*).

1 INTRODUÇÃO

O comportamento pós-fissuração do concreto projetado reforçado com fibras (CPRF) é comumente avaliado em termos de resistência residual e energia absorvida, por meio do ensaio de flexão de prismas EN 14488-3 e ensaio de punção de placas quadradas EN 14488-5. Ambos os ensaios foram inicialmente propostos pela EFNARC (1996) e atualmente são parametrizados pelas normas europeias EN 14488-3 (AENOR, 2006) e EN 14488-5 (AENOR, 2006), respectivamente. No entanto, as diretrizes recentes como as do Grupo de Trabalho ITA nº 12 e ITAtech (ITA, 2020) propõem o ensaio de flexão de três pontos em um prisma com entalhe EN 14651, para obter parâmetros de projeto para túneis executados com CPRF. Isto está alinhado com as tendências atuais estabelecidas pelo Código Modelo *fib Model Code* 2010 (FIB, 2013) e pela nova normalização brasileira para projetos de estruturas de concreto reforçado com fibras (ABNT NBR 16935, 2021), que busca a obtenção de equações constitutivas para o concreto reforçado com fibras (CRF) para fins estruturais. Ou seja, existe uma forte tendência atual de transpor a filosofia de projeto de estruturas de CRF para estruturas de concreto projetado (LARIVE *et al.*, 2020; THOMAS, 2020). No entanto, muitas especificações e projetistas seguem o enfoque tradicional de qualificar o CPRF por meio da energia absorvida nos ensaios de punção de placas.

Especificações como EFNARC (1996) e EN 14487-1 (2005) classificam o CPRF de acordo com a capacidade de absorção de energia do material medida em ensaios de punção de placas quadradas EN 14488-5. Da mesma forma, o *Australian Institute of Concrete* (2010) considera a classe de absorção de energia medida no ensaio de punção de placas e a formação de rocha como principais parâmetros de entrada para o projeto do revestimento do túnel. Assim, os resultados obtidos nesse ensaio são utilizados sistematicamente no projeto e no controle de qualidade rotineiro, mas com uma abordagem bem mais empírica.

O ensaio de punção de placas EN 14488-5 requer corpos de prova pesados, de grandes dimensões, difíceis de produzir com qualidade e complexa manipulação, causando assim riscos para a atuação dos laboratoristas. O ensaio envolve um grau significativo de complexidade e implica no uso de grandes equipamentos (CARMONA *et al.*, 2020). A moldagem não uniforme das placas pode gerar inconsistências nos resultados. Uma das dificuldades mais significativas é produzir uma placa com base regular suficiente para garantir um contato adequado com o suporte (BERNARD, 2002; NGUYEN, 2003). Além disso, é um ensaio que não possui qualquer alinhamento com as tendências indicadas pelo Grupo de Trabalho ITA nº 12 da ITAtech (ITA, 2020) no sentido de permitir a obtenção de equações constitutivas para parametrização estrutural do CPRF, mantendo a abordagem tradicional com forte caráter empírico para o material.

Uma possível alternativa de atualização da abordagem é a realização de ensaios de flexão de prismas, como o recomendado pela norma EN 14488-3, que possui uma maior proximidade com o ensaio estabelecido para CRF tradicional da norma EN 14651, adotada pelo GT nº 12 da ITAtech (ITA, 2020). O principal problema do ensaio estabelecido pela norma EN 14651 reside no fato de utilizar corpos de prova de grandes dimensões (15 cm x 15 cm x 55 cm). A moldagem de placas para a extração de testemunhos com estas dimensões seria algo extremamente complicado por conta das grandes dimensões e do grande trabalho gerado no processo de corte. Já os prismas da norma EN14488-3 possuem menores dimensões, mas também requerem um laborioso processo de corte, além de dificuldades de manuseio.

Pelo fato de terem menores dimensões, ocorre outro problema dado que estudos mostram grande variabilidade de resultados da caracterização do CPRF por meio de flexão de prismas, na faixa de 20% a 30% de coeficiente de variação (BERNARD, 2002; JUHASZ *et al.*, 2017; GALO BARDES *et al.*, 2019). Isso porque esses prismas têm superfície de fratura reduzida (7,5 cm por 12,5 cm) em relação ao volume do corpo de prova e as resistências residuais dependem diretamente da quantidade e orientação das fibras presentes na superfície de fratura (TRAN *et al.*, 2005; BERNARD, 2013; CARMONA e MOLINS, 2019; GALO BARDES *et al.*, 2019). A incerteza do resultado também pode ser agravada pelo efeito da instabilidade pós-pico causada pela transferência abrupta de carga para as fibras quando a matriz de concreto fissura (NGUYEN, 2003; BERNARD, 2013; SIMÃO *et al.*, 2019). Para reduzir o efeito da instabilidade pós-pico, os ensaios de flexão de prismas requerem máquinas de alta rigidez com sistema de controle fechado (EN 14488-3, 2006; EN 14651, 2007; BERNARD, 2009) o que encarece o processo de controle.

Há um problema comum a estes dois ensaios tradicionais de punção de placas e flexão de prismas que é o fato de serem realizados exclusivamente a partir de corpos de prova preparados a partir da moldagem de placas. A moldagem das placas não garante a exata reprodução das condições do revestimento do túnel. Fatores do processo de projeção, como direção de jateamento, velocidade de impacto, superfície do substrato e reflexão (FIGUEIREDO e HELENE, 1993; FIGUEIREDO, 1997; ARMELIN, 1997; AUSTIN *et al.*, 1997; JOLIN, 1999; KAUFMANN *et al.*, 2013) produzem uma variação significativa no teor e orientação das fibras, podendo distanciar as características do CPRF obtidas nas placas e no revestimento do túnel. Dessa forma, existem incertezas entre as características do CPRF da placa frente ao revestimento do túnel, uma vez que não há como avaliar diretamente o comportamento mecânico de testemunhos extraídos diretamente da estrutura.

Ensaio como o ensaio de duplo puncionamento (DPT) surgem como uma alternativa interessante e já é normalizado no Brasil (ABNT NBR 16939, 2021). Devido às menores dimensões, o DPT permite obter resultados de amostras extraídas tanto de placas como diretamente do revestimento do túnel. O uso do DPT é apoiado por um grande número de pesquisas e tem sido cada vez mais difundido para o controle de qualidade do CRF em projetos reais. Com o DPT, podem ser obtidos resultados tanto de resistência residual como de absorção de energia (MOLINS *et al.*, 2009; PUJADAS, 2013). Assim, o presente trabalho é baseado nos estudos desenvolvidos por Cáceres *et al.* (2021a) e Cáceres *et al.* (2021b) e apresenta a possibilidade de correlacionar os resultados de tenacidade dos ensaios tradicionais (EN 14488-3 e EN 14488-5) com os do DPT. Verifica-se também a capacidade do DPT na obtenção de modelos constitutivos que definem o comportamento de tração pós-fissuração do CPRF em alinhamento com as tendências atuais de obtenção de parâmetros de dimensionamento para estruturas de CPRF, como as

recomendações do Grupo de Trabalho ITA N ° 12 e ITAtech (ITA, 2020). Esses modelos constitutivos também foram contrastados com os obtidos a partir de ensaios EN 14488-3.

2 METODOLOGIA

2.1 PROCESSO DE PROJEÇÃO E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A mistura do concreto, o processo de projeção das placas e a preparação dos testemunhos são descritos detalhadamente em Cáceres *et al.*, (2021b). A fibra de aço utilizada como reforço foi classificada como tipo C-II de acordo com a ABNT NBR 15530 (2019), com comprimento de 39 mm e fator de forma 25. As placas de projeção foram produzidas em dois tamanhos: placas pequenas de 600 mm x 600 mm de base, 800 mm x 800 mm na parte superior e espessura de 100 mm, e placas grandes de 600 mm x 600 mm de base, 1000 mm x 1000 mm na parte superior e 200 mm de espessura. Cinco placas pequenas e uma grande foram projetadas com teor nominal de fibra de 30 kg/m³. Duas séries de seis placas pequenas e uma grande foram projetadas com teores nominais de 60 e 80 kg/m³ de fibra. Os cilindros maiores (Ø150 mm x 150 mm) foram extraídos das placas grandes. Os cilindros menores (Ø100 mm x 100 mm) foram extraídos das placas menores após a realização do ensaio EN 14488-5. Prismas com dimensões nominais de 600 mm de comprimento, 125 mm de largura e 75 mm de altura para o ensaio EN 14488-3 foram cortadas das placas pequenas.

2.2 ENSAIO DE PUNÇÃO DE PLACA QUADRADA EN 14488-5

Quatorze placas (quatro para o concreto com o menor teor de fibra nominal e cinco para cada um dos outros dois teores) foram ensaiadas de acordo com a EN 14488-5 utilizando uma máquina universal Shimadzu UH-2000kNA, com fundo de escala variável entre 4 tf e 200 tf. A superfície da placa que esteve em contato com o molde foi posicionada sobre um suporte quadrado de aço, deixando uma área quadrada livre na parte central de aresta 500 mm. Em alguns casos, chapas finas de aço tiveram que ser colocadas nas bordas para obter um contato contínuo entre as placas de ensaio e o suporte. Os ensaios foram realizados a uma taxa de deslocamento constante de $1 \pm 0,1$ mm / min. LVDTs foram utilizados para medir o deslocamento, posicionados em um aparato fixado na estrutura do suporte a fim de reduzir as deformações externas. A análise da energia absorvida foi feita calculando-se a área sob a curva carga-deslocamento obtida nos ensaios.

2.3 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE FIBRA

O teor de fibra de aço nos cilindros utilizados no DPT foi obtido pelo ensaio indutivo (TORRENTS *et al.*, 2012; CAVALARO, 2015; CAVALARO, 2016). O procedimento está descrito em Cáceres *et al.* (2021b). Os teores de fibra obtidos nos cilindros menores também correspondem aos obtidos nas placas menores dos quais os mesmos foram extraídos. O teor real de fibras nos prismas foi determinado considerando o valor médio obtido com o esmagamento de dois prismas menores cortados das extremidades. As notações utilizadas para apresentar os resultados são LB, SB, SP e F, correspondendo aos cilindros grandes Ø150 mm x 150 mm do DPT, cilindros pequenos Ø100 mm x 100 mm do DPT, ensaios de punção de placas quadradas da EN 14488-5 e flexão de prismas pela EN 14488-3, respectivamente. Os números após a notação referem-se ao teor nominal de fibra de aço (30, 60 e 80 kg/m³). Por exemplo, F_60 são os prismas do ensaio EN 14488-3 com um teor nominal de fibra de aço de 60 kg/m³.

2.4 ENSAIO DE DUPLO PUNÇIONAMENTO - DPT

O DPT foi realizado também na máquina universal Shimadzu UH-2000kNA, seguindo o procedimento proposto por Pujadas *et al.* (2013) e pela nova norma brasileira (ABNT NBR 16939, 2021), utilizando 18 cilindros grandes (Ø150 mm x 150 mm) e 83 cilindros pequenos (Ø100 mm x 100 mm). Os cilindros grandes são divididos em 6 por placa de cada teor de fibra nominal; os 83 cilindros pequenos correspondem a 23 do CPRF com menor teor nominal de fibra, 30 para os teores nominais intermediário

e maior (seis por placa). Uma taxa de deslocamento constante de $0,5 \pm 0,05$ mm/min foi usada em todos os ensaios. Os cilindros foram mantidos na mesma posição, ou seja, a face em contato com o fundo da fôrma da placa foi posicionada na base da máquina de ensaio. A carga de punção foi aplicada usando cilindros de aço colocados concentricamente nas faces superior e inferior do testemunho. A energia absorvida foi calculada como a área sob a curva carga-deslocamento. O deslocamento vertical da máquina (δ_p) foi convertido em deslocamento circunferencial TCOD (*Total Circumferential Opening Displacement*), conforme Pujadas *et al.* (2013). As resistências residuais foram calculadas para diferentes deformações circunferenciais.

2.5 ENSAIO DE FLEXÃO DE PRISMAS EN 14488-3

Dez prismas foram ensaiados de acordo com a EN 14488-3 (três prismas para cada teor de fibra, mais um extra para o teor nominal de 60 kg/m^3). Dois prismas foram perdidos por ruptura fora do terço central, um de teor nominal de 30 kg/m^3 e outro de 80 kg/m^3 , este é um típico problema associado a este ensaio. O ensaio foi realizado em uma máquina de ensaio universal INTERMETRIC IM750SRV, utilizando um sistema de controle fechado (*closed loop control*). Os prismas foram posicionados na máquina com as faces que estavam em contato com o molde em contato com os cutelos inferiores. A carga foi aplicada a uma taxa de deslocamento de $0,25 \pm 0,05$ mm/min até o deslocamento atingir 0,5 mm quando a taxa foi aumentada para 1,0 mm/min e fixada assim até o final do ensaio. As medidas de deslocamento vertical foram feitas por meio de dois LVDTs localizados na parte central de cada lado do prisma e fixados em um dispositivo tipo *Yoke*. As resistências à flexão foram obtidas de acordo com EN 14488-3. O deslocamento vertical foi convertido em deslocamento de abertura de fissura (COD) na base do prisma, segundo o critério indicado por Carmona e Molins (2019).

3 RESULTADOS E ANÁLISE

3.1 TEOR DE FIBRA EFETIVAMENTE INCORPORADO AO CPRF

A Tabela 1 mostra os resultados do teor médio de fibra (C_f) obtidos pelo ensaio indutivo e esmagamento de amostras. Na Tabela, mostram-se também o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV). Houve uma variação natural do teor de fibra incorporada nos elementos em relação ao teor nominal devido ao processo de projeção e ao fenômeno de reflexão. Observa-se que o DPT em cilindros pequenos tem um CV mais alto em comparação com outras amostras. Essa maior variação está associada ao pequeno volume do testemunho e ao fato da fibra utilizada ter uma relação de aspecto baixa ($\lambda = 25$). O CV também pode ter aumentado porque esses cilindros foram extraídos de placas diferentes.

Tabela 1 - Teor de fibra (C_f) em kg/m^3 pelo ensaio indutivo e esmagamento (CÁCERES *et al.*, 2021b).

	C_f pelo ensaio indutivo						C_f por esmagamento		
	DPT $\varnothing 100 \times 100$ mm			DPT $\varnothing 150 \times 150$ mm			Prismas EN 14488-3		
	SB_30	SB_60	SB_80	LB_30	LB_60	LB_80	F_30	F_60	F_80
Média	34	63	75	47	80	77	29	55	77
DP	4	7	10	2	6	9	3	3	5
CV (%)	13	12	14	5	7	11	12	6	7

3.2 ABSORÇÃO DE ENERGIA

3.2.1 Ensaio de punção de placas EN 14488-5

A Figura 1 apresenta as curvas de energia média absorvida (E) em função do deslocamento (δ). A Tabela 2 apresenta os resultados de energia absorvida para um deslocamento de 25 mm (E_{25}), a espessura da placa (h) e o número de fissuras (N_c) observadas após o ensaio e considerando as fissuras principais e

menores em conjunto. Os valores médios, desvios padrão (*DP*) e coeficientes de variação (*CV*) são também apresentados.

Tanto o teor de fibra quanto a espessura da placa influenciam os resultados de absorção de energia apresentados na Tabela 2. As placas SP_80, com maior teor de fibra e maior espessura, apresentam o maior valor médio de absorção de energia (976 ± 175 J), seguidas pelas placas SP_60 e SP_30, com teores intermediários e inferior, que têm valores de absorção de energia de 578 ± 47 e 489 ± 50 J, respectivamente. O padrão de geral de fissuração apresentou 4 fissuras principais em forma de cruz nas placas SP_30 e SP_60. Placas com baixo e médio conteúdo de fibra apresentam menor número de fissuras, pois ocorre uma simples flexão biaxial. Conforme o teor de fibra aumenta, como nas placas SP_80, o grau de redundância no ensaio aumenta (MYREN e BJØNTEGAARD, 2010; SALEHIAN *et al.*, 2014; JUHASZ *et al.*, 2017) e, portanto, o número de fissuras também aumenta.

Um fator de correção foi utilizado para compensar a influência da espessura da placa, o qual está baseado no estudo de Thorenfelt (2009) *apud* Myren e Bjøntegaard (2010). Primeiramente, um deslocamento corrigido precisa ser determinado ($\Delta = 25 \text{ mm} \times k$, $k = 100/h$) para, então, corrigir a energia (E_c) em função desse deslocamento corrigido (E_Δ) multiplicado pelo fator k ($E_c = E_{25} \times k$). Coeficientes de variação similares foram obtidos para os dois menores teores nominais de fibra (SP_30 e SP_60). O *CV* consideravelmente maior observado para as placas SP_80 estão associados, provavelmente, à maior variação de espessura e do padrão de fissuração.

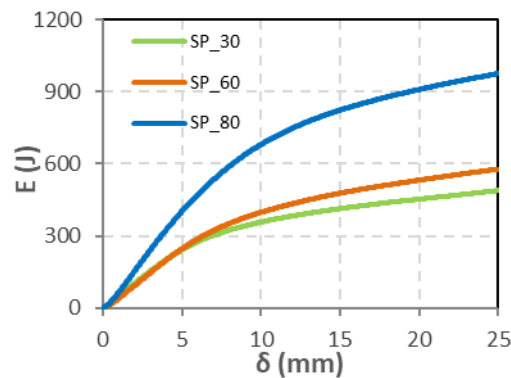


Figura 1 - Curvas médias de absorção de energia versus deslocamento, obtidas no ensaio de punção de placas EN 14488-5 (CÁCERES *et al.*, 2021a).

Tabela 2 - Energia absorvida (em Joules) para 25 mm (E_{25}) de deslocamento no ensaio EN 14488-5, espessura da placa (h) em mm, número de fissuras (N_c), fator de correção (k), deslocamento modificado (Δ) em mm, energia absorvida corrigida (E_c) em Joules (CÁCERES *et al.*, 2021a).

SP_30							SP_60						
	E_{25}	h	N_c	k	$\Delta = 25 \cdot k$	$E_c = k \cdot E_{25}$		E_{25}	h	N_c	k	$\Delta = 25 \cdot k$	$E_c = k \cdot E_{25}$
Média	489	118	4	1	21	398	Média	578	112	4	1	22	494
DP	50	4	1	0	1	30	DP	47	2	1	0	0	37
CV (%)	10	3	13	3	3	8	CV (%)	8	1	12	1	1	8
SP_80													
	E_{25}	h	N_c	k	$\Delta = 25 \cdot k$	$E_c = k \cdot E_{25}$							
Média	976	121	5	1	21	759							
DP	175	5	1	0	1	147							
CV (%)	18	4	24	4	4	19							

3.2.2 Ensaio DPT

A Figura 2 mostra as curvas de absorção de energia média (E) versus deslocamento (δ) obtidas no ensaio DPT. Os valores médios de absorção de energia e respectivos desvios padrão (DP) e coeficientes de variação (CV) são apresentados na Tabela 3. Analisando os valores de absorção de energia obtidos até o deslocamento de 5 mm é possível observar que os cilindros LB_80, contendo 77 kg/m³ de fibras, apresentaram resultado médio superior ao obtido com os cilindros LB_60, com teor determinado de fibras de 80 kg/m³. Esse resultado é de certa forma contraditório, mas pode estar relacionado a um nível melhor de orientação da fibra já que ambos os teores reais ficaram muito próximos. Para os demais resultados, houve a resposta esperada de maior energia associada a maiores teores de fibra. Além disso, os CV s foram maiores para cilindros menores, o que é coerente com a maior variabilidade associada à menor superfície de fratura.

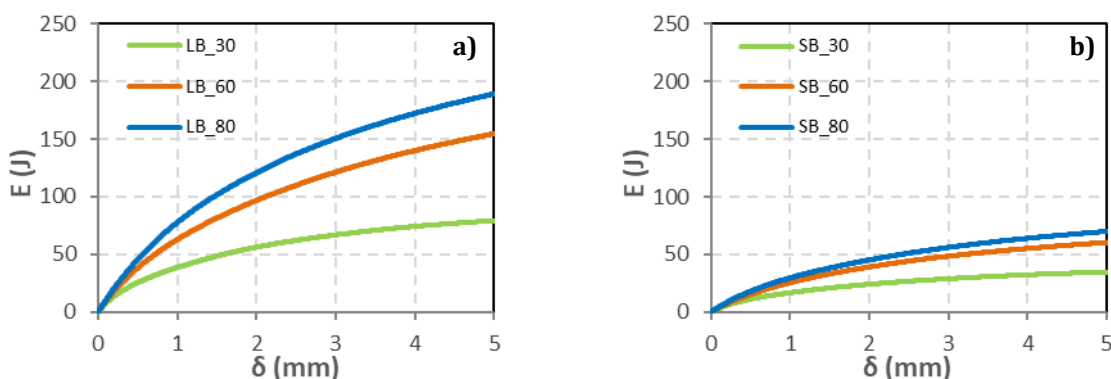


Figura 2 - Curvas médias de absorção de energia para cilindros com $\varnothing 150$ mm \times 150 mm (a) e com $\varnothing 100$ mm \times 100 mm (b) obtidos no ensaio DPT (Cáceres et al., 2021a).

Tabela 3 - Energia absorvida para deslocamento de 5.0 mm (E_5) em Joules no ensaio DPT (CÁCERES *et al.*, 2021a)

Cilindros de $\varnothing 150$ mm \times 150 mm				Cilindros de $\varnothing 100$ mm \times 100 mm			
C_f (kg/m ³)	LB_30	LB_60	LB_80	C_f (kg/m ³)	SB_30	SB_60	SB_80
Média	79	155	189	Média	34	60	70
DP	18	27	40	DP	12	16	15
CV (%)	22	17	21	CV (%)	36	27	22

3.2.3 Comparação de resultados

Pelas Tabelas 2 e 3, pode-se observar que os CV s mais elevados correspondem aos cilindros pequenos do DPT, com CV médio de 28,29%. Em uma situação intermediária estão os cilindros grandes do DPT, com CV médio de 20,18%. As placas apresentam a menor variação, com um CV médio de 11,51%. O aumento do CV com a diminuição do cilindro do DPT pode estar associado ao tamanho do corpo de prova que define a área da seção fraturada, como previamente discutido. Os CV s obtidos nos ensaios de punção de placa EN 14488-5 foram inferiores aos CV s obtidos com os DPTs, provavelmente, devido a uma superfície de fratura bem maior. No entanto, o CV aumenta na mistura com maior teor de fibra para este ensaio devido à maior variação de espessura e número de fissuras, como já comentado.

Os valores de absorção de energia obtidos nos ensaios de punção de placas e DPT foram correlacionados pelo método dos mínimos quadrados por meio de regressões lineares, conforme o apresentado na Figura 3. Na Figura 3a são correlacionados os valores brutos de absorção de energia, enquanto na Figura 3b são correlacionados os valores de absorção de energia específica por área de fratura. As excelentes correlações, confirmadas pelos elevados valores de R^2 , indicam que qualquer um dos cilindros pode ser utilizado na avaliação da absorção de energia do CPRF, não havendo grande diferença em relação ao tamanho dos cilindros. Além disso, a Figura 3b demonstra claramente que a energia absorvida é função da área de fratura e é possível estabelecer uma relação de equivalência unificada para os ensaios utilizados. Desta forma, uma correspondência entre os valores padrão pode ser encontrada como a

apresentada na Tabela 4. Isto indica claramente que o ensaio DPT pode ser utilizado como substitutivo do ensaio de punção de placas para controle do CPRF tanto em placas como no próprio revestimento do túnel. Pelo fato do ensaio DPT apresentar um CV maior irá demandar um número maior de amostras. No entanto, devido à sua pequena dimensão, esses testemunhos podem ser extraídos de uma única placa consumindo muito menos material que o ensaio de punção de placas.

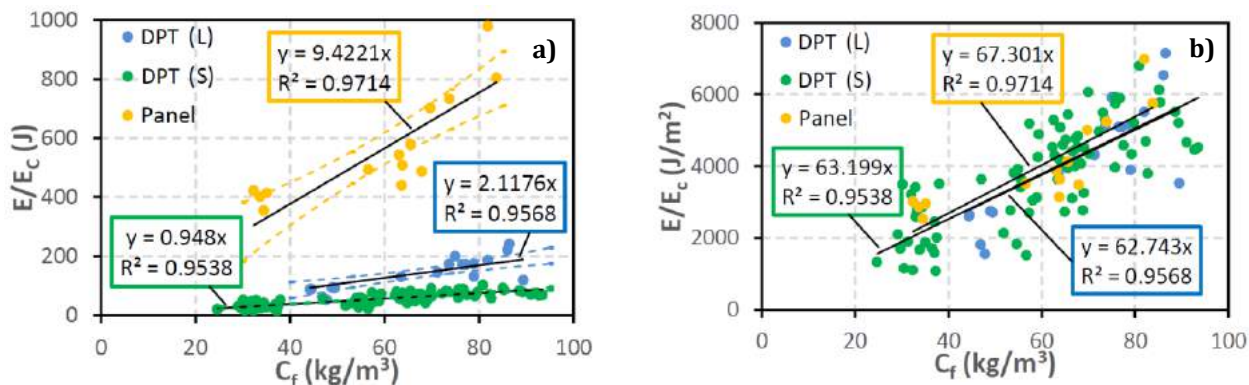


Figura 3 - Correlações entre a energia bruta (a) e específica (b) absorvidas nos ensaios de punção de placas e DPTs em função do teor de fibras (CÁCERES *et al.*, 2021a).

Tabela 4 - Valores equivalentes de absorção de energia requerida pela norma EN 14487-1 (2005) para os ensaios de punção de placa e DPT e os consumos de fibras C_f necessários para atender a esse requisito em kg/m^3 (CÁCERES *et al.*, 2021a).

EN 14487-1	EN 14488-5	DPT (L)	DPT (S)	
Classe	E_{25}	$E_{5,0}$	$E_{5,0}$	C_f
E 500	500 (± 54)	112 (± 19)	50 (± 2)	53
E 700	700 (± 68)	157 (± 15)	70 (± 3)	74
E 1000	1000 (± 148)	224 (± 36)	100 (± 7)	106

3.3 RESISTÊNCIA RESIDUAL

3.3.1 Resultados

Os resultados dos ensaios de flexão de prismas e DPT são regularmente apresentados por meio de curvas de carga por deslocamento. No entanto, aqui se priorizou a apresentação dos resultados em termos de tensão por abertura de fissura, no caso do ensaio de flexão, ou de abertura de perímetro (TCOD), para o caso do DPT, o que facilita a obtenção de equações constitutivas. A forma de conversão desses resultados pode ser encontrada de maneira detalhada no trabalho de Cáceres *et al.* (2021b). As curvas médias estão apresentadas na Figura 4 e os valores médios e respectivos desvios padrão (DP) e coeficientes de variação (CV) estão apresentados na Tabela 5.

Pela Tabela 5 é possível observar que os ensaios EN 14488-3 e DPT em cilindros menores apresentaram valores similares de CV para a resistência máxima (CV médio de 11%). O DPT com cilindros maiores apresentou o menor CV médio de 6%. Considerando as resistências residuais, a maior variação se mostra no ensaio DPT em cilindro menor (CV médio de 35%). Novamente, isto pode ser associado à menor superfície de fratura do cilindro. O DPT em cilindro maior tem um CV médio de 24% e o ensaio de flexão EN 14488-3 apresentou a menor variação (CV médio de 13%). O menor CV observado para o ensaio de flexão pode ser justificado por este ser o único ensaio realizado em uma máquina com sistema fechado de controle (*closed loop control*), reduzindo o efeito da instabilidade pós-fissuração.

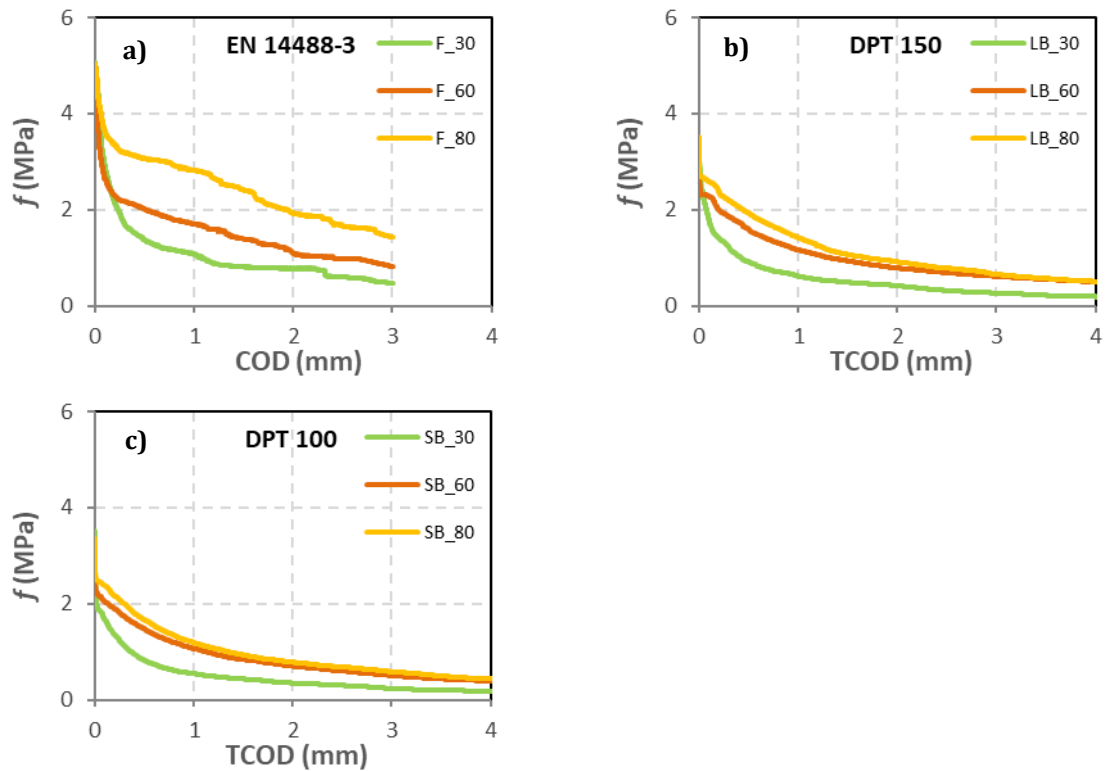


Figura 4 - Curvas medias de resistência-COD obtidas pelo ensaio EN 14488-3 (a); curvas medias de resistência-TCOD obtidas pelo DPT com cilindros maiores – DPT 150 (b) e menores – DPT 100 (c) (CÁCERES *et al.*, 2021b).

Tabela 5 - Resistências de pico (f_{max}) e residuais para abertura de fissura de 0,5, 1,5 e 2,5 mm ($f_{0,5}$, $f_{1,5}$, $f_{2,5}$) em MPa, para os ensaios EN 14488-3 e DPT em maiores e menores cilindros (CÁCERES *et al.*, 2021b).

Ensaio de flexão de prismas EN 14488-3 - f (MPa)												
	F_30				F_60				F_80			
	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$
Média	5,1	1,4	0,8	0,6	5,0	2,0	1,4	1,0	5,0	3,1	2,4	1,7
DP	1,0	0,2	0,1	0,2	0,5	0,3	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
CV (%)	19	15	15	29	10	13	13	6	3	7	7	13
DPT Ø150 mm × 150 mm - f (MPa)												
	LB_30				LB_60				LB_80			
	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$
Média	3,4	0,9	0,5	0,3	2,9	1,6	0,9	0,7	3,5	1,9	1,1	0,8
DP	0,2	0,3	0,1	0,1	0,3	0,3	0,2	0,2	0,1	0,3	0,3	0,3
CV (%)	6	28	28	20	9	21	19	22	3	16	26	35
DPT Ø100 mm × 100 mm - f (MPa)												
	SB_30				SB_60				SB_80			
	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$	f_{max}	$f_{0,5}$	$f_{1,5}$	$f_{2,5}$
Média	3,5	0,9	0,5	0,3	3,1	1,5	0,8	0,6	3,4	1,7	0,9	0,7
DP	0,3	0,4	0,2	0,2	0,4	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
CV (%)	8	40	44	47	14	21	36	43	12	24	29	31

3.3.2 Análise comparativa de resultados

A Figura 5a mostra a comparação dos resultados individuais das resistências máximas obtidas nos diferentes ensaios associados ao conteúdo real de fibra. As resistências médias são mostradas em linhas contínuas. Os intervalos de confiança, obtidos segundo o método de Freund e Simon (2002) para uma confiança de 90%, são apresentados em linhas tracejadas. A maior resistência média (5,03 MPa) foi obtida no ensaio de flexão EN 14488-3, seguida do DPT em cilindro grande e pequeno (ambos com resistência média de 3,29 MPa).

As Figuras 5b, 5c e 5d mostram a comparação de resultados individuais de resistências residuais por teor de fibra para aberturas de fissuras de 0,5, 1,5 e 2,5 mm., respectivamente. As regressões lineares são mostradas em linhas contínuas e os intervalos de confiança em linhas tracejadas. A maior correlação é obtida no ensaio de flexão prisma EN 14488-3 (R^2 entre 0,98 e 0,99), seguido do DPT em cilindro grande (R^2 entre 0,93 e 0,96). O DPT em cilindro pequeno tem os menores valores de R^2 entre 0,89 e 0,95. Os elevados coeficientes de correlação comprovam que ambos os ensaios podem ser utilizados de maneira eficaz para controlar o CPRF. Para testar a equivalência das resistências residuais do DPT no cilindro grande e pequeno, foi realizada uma análise estatística *t-student*, comprovando a igualdade das médias. Para correlacionar os ensaios, as resistências residuais foram obtidas a partir das regressões lineares apresentadas na Figura 5. Como o DPT em ambos os tamanhos de cilindro não apresentou diferença significativa, uma única regressão linear foi adotada para cada abertura de fissura de ambos os tamanhos.

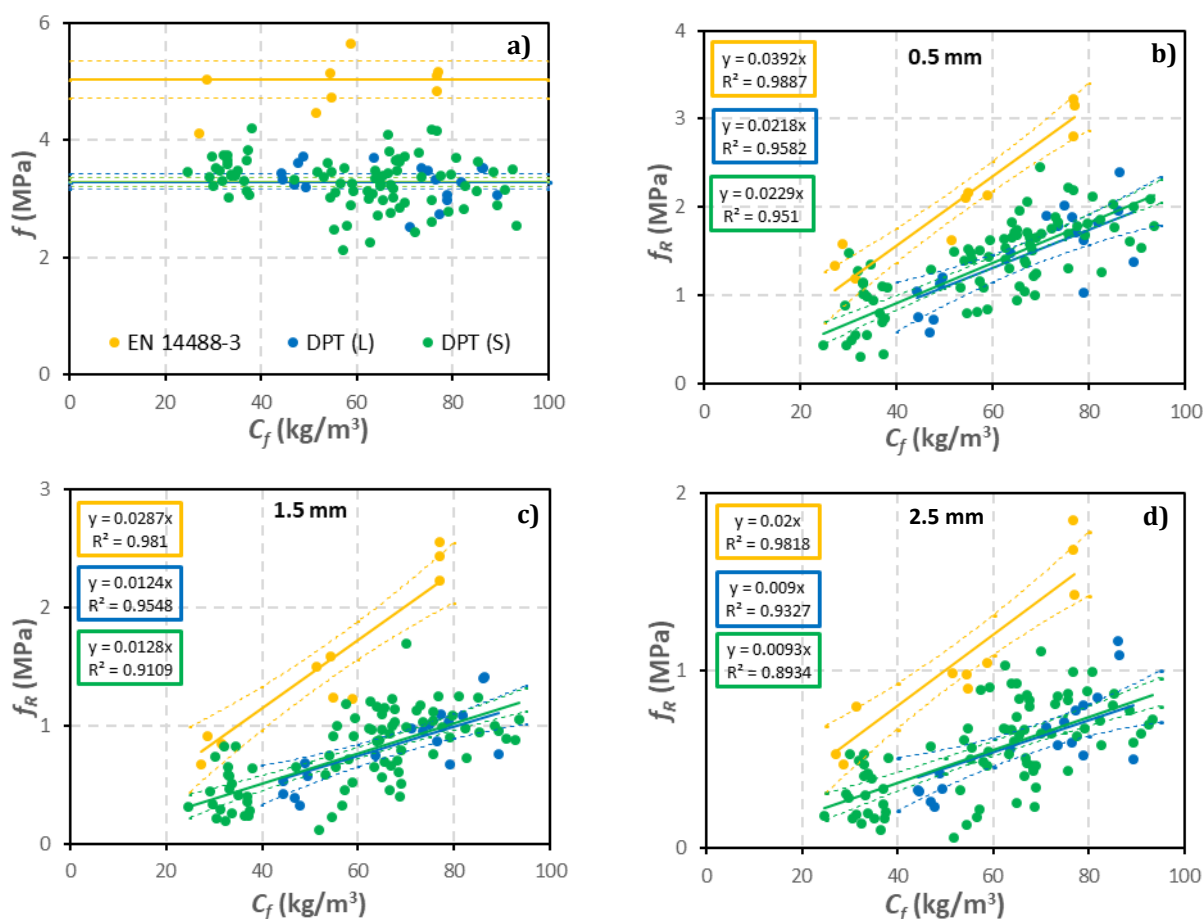


Figura 5 - Comparação de resistências de fissuração (a); e resistências residuais a 0,5 mm (b), 1,5 mm (c) e 2,5 mm de abertura de fissura (d) para os diferentes ensaios utilizados (CÁCERES *et al.*, 2021b).

A Tabela 6 mostra as resistências residuais encontradas para cada abertura de fissura. Fica claro que é possível obter relações de equivalência em termos de resultados obtidos pelos diferentes ensaios sendo possível substituir o ensaio de flexão pelo DPT num programa de controle da qualidade do CPRF.

Tabela 6 - Resistências residuais para os distintos níveis de abertura de fissura ($f_{0,5\text{ mm}}$, $f_{1,5\text{ mm}}$, $f_{2,5\text{ mm}}$) em MPa para os distintos C_f obtidos pelas regressões lineares (CÁCERES *et al.*, 2021b).

Resistências residuais (MPa) obtidas com as equações de regressão linear									
	$f_{0,5\text{ mm}}$			$f_{1,5\text{ mm}}$			$f_{2,5\text{ mm}}$		
C_f (kg/m ³)	30	60	80	30	60	80	30	60	80
EN 14488-3	1,2	2,4	3,1	0,9	1,7	2,3	0,6	1,2	1,6
DPT	0,7	1,4	1,8	0,4	0,8	1,0	0,3	0,6	0,7

3.3.3 Comparação de equações constitutivas

As resistências residuais obtidas no ensaio EN 14488-3 foram convertidas para tensões de tração e apresentadas na Tabela 7 utilizando as equações constitutivas propostas pelo Código Modelo *fib Model Code 2010* (para maiores detalhes ver CÁCERES *et al.*, 2021b). As linhas de resistência pós-fissuração derivadas dessas tensões podem ser observadas na Figura 6.

Tabela 7 - Resistência à tração obtidas a partir do ensaio de flexão EN 14488-3 de acordo com a proposta do Código Modelo *fib Model Code 2010* (CÁCERES *et al.*, 2021b).

EN 14488-3 - σ (MPa)			
C_f	30 kg/m ³	60 kg/m ³	80 kg/m ³
F_{FTs}	0,5	1,1	1,4
$F_{FT2,5}$	0,1	0,1	0,2

Para converter os resultados de resistência obtidos no ensaio DPT para resistência à tração, foi necessário utilizar a proposta de equações constitutivas apresentada por Blanco *et al.* (2014). Essas equações descrevem o comportamento pós-fissuração do DPT por uma relação trilinear de $\sigma - \varepsilon$ com três níveis diferentes de deformação específica como referência: ε_1 , ε_2 , ε_3 , ε_4 . Os incrementos de deformação específica $\Delta\varepsilon_i$ desde a carga de pico são convertidas a partir de incrementos de abertura de fissura de: $\Delta TCDO_{P1} = 0,03\text{ mm}$, $\Delta TCDO_{P2} = 0,92\text{ mm}$ and $\Delta TCDO_{P3} = 4,87\text{ mm}$. As tensões de tração Δ_{TODPi} obtidas para os consumos nominais de fibra de 30, 60 e 80 kg/m³ são apresentadas na Tabela 8 (para maiores detalhes ver CÁCERES *et al.*, 2021b). A partir desses resultados, as relações de tensão por deformação específica são apresentadas na Figura 6.

Tabela 8 - Tensões de tração resultados do ensaio DPT obtidas de acordo com as equações constitutivas propostas por Blanco *et al.* (2014) (CÁCERES *et al.*, 2021b).

Δ_{TCODPi} (mm)	DPT - $\sigma_{\Delta_{TCODPi}}$ (MPa)		
	30 kg/m ³	60 kg/m ³	80 kg/m ³
0	1,9	1,9	1,9
0,03	0,6	1,2	1,6
0,92	0,3	0,6	0,8
4,87	0,1	0,2	0,2

A Figura 6 apresenta as equações constitutivas obtidas para ambos os ensaios para os consumos de fibra nominais de 30, 60 e 80 kg/m³, as quais foram derivadas dos valores apresentados nas Tabelas 7 e 8. As relações entre tensão e abertura de fissura ($\sigma - w$) obtidas a partir de ambos os ensaios são bem similares, podendo ser consideradas como praticamente equivalentes para a previsão de comportamento estrutural. Esta boa aproximação das relações lineares comprova que o DPT pode ser

utilizado como substituto do ensaio de flexão EN 14488-3 para a avaliação do comportamento estrutural do CPRF destinado ao revestimento de túneis com a grande vantagem de que pode ser realizado a partir de testemunhos extraídos da própria estrutura. No entanto, há que se ressaltar que a análise de seus resultados é bem mais trabalhosa e sujeita a imprecisões o que reforça a necessidade de realização de ensaios prévios de correlação de modo a torná-los confiáveis no processo de controle. Acrescenta-se que as equações constitutivas adotadas podem ser lineares a critério do projetista, adotando abordagem similar ao *fib Model Code* (2010) no que se refere ao estado limite último.

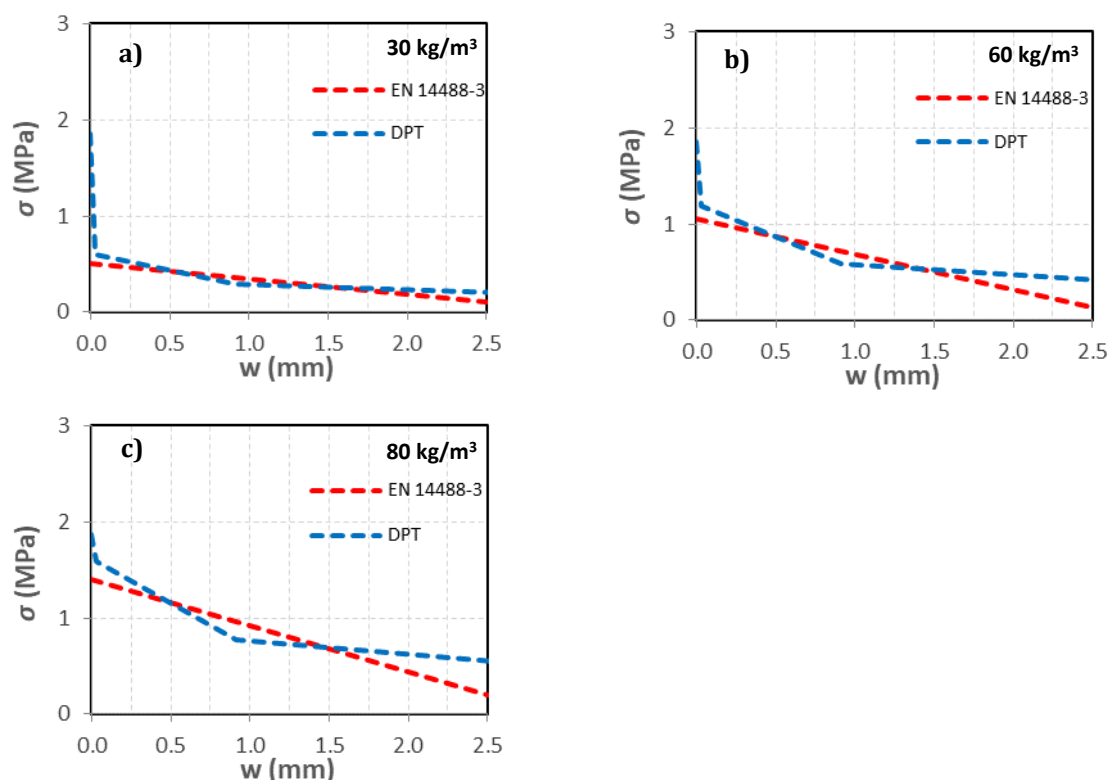


Figura 6 - Comparação entre os resultados de resistência à tração por abertura de fissura ($\sigma - w$) obtidos por meio dos resultados do ensaio de flexão de prismas EN 14488-3 e do DPT para os diferentes teores nominais (CÁCERES *et al.* 2021b).

4 CONCLUSÕES

Os resultados apresentados comprovam que o DPT pode vir a ser utilizado como método complementar aos tradicionalmente empregados no controle do CPRF para túneis, tal como o ensaio de punção de placas, que é base dos critérios empíricos de especificação do CPRF. O DPT apresenta uma série de vantagens para o programa de controle da qualidade do revestimento de túneis com CPRF, como o fato de poder ser realizado em corpos de prova preparados a partir de testemunhos extraídos da própria estrutura, o que confere uma condição de verificação estrutural que é inviável de ser realizada por meio do ensaio de punção de placas. O fato de ser um ensaio realizado em corpos de prova de pequenas dimensões também facilita em muito os procedimentos de ensaio, minimizando o número de placas moldadas para controle do material e os riscos de lesões dos laboratoristas durante a realização desses ensaios. O DPT pode ser um excelente método complementar ao ensaio de flexão de prismas no processo de controle de estruturas de CPRF, garantindo boa capacidade de previsibilidade dos resultados de comportamento estrutural do material por meio de equações constitutivas em concordância com as novas tendências das prescrições normativas e práticas recomendadas. Em qualquer caso, é fundamental garantir a realização de estudos prévios de dosagem que permitam estabelecer correlações confiáveis entres os diferentes ensaios, tal qual está previsto na norma brasileira ABNT NBR 14026 (2012).

REFERÊNCIAS

- [1] ARMELIN, H. **Rebound and toughening mechanisms in steel fibre reinforced dry-mix shotcrete**. 1997. Thesis (PhD) - Canada, 1997.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 14026: concreto projetado - especificação**. Rio de Janeiro, 2012. 12 p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15530: fibras de aço para concreto - especificações**. Rio de Janeiro, 2019. 44 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 16939: concreto reforçado com fibras – determinação das resistências a fissuração e residuais a tração por duplo puncionamento – métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2021. 10 p.
- [5] AUSTIN, S. A.; PEASTON, C. H.; ROBINS, P. J. **Material and fibre losses with fibre reinforced sprayed concrete**. *Construction and Building Materials*, v. 11, p. 291-298, 1997.
- [6] BERNARD, E. S. **Correlations in the behaviour of fibre reinforced shotcrete beam and panel specimens**. *Materials and Structures*, v. 35, p. 156-164, 2002.
- [7] BERNARD, E. S. **Influence of Test Machine Control Method on Flexural Performance of Fiber Reinforced Concrete Beams**. *Journal of ASTM International*, v. 6, n. 9, p. 1-16, 2009.
- [8] BERNARD, E. S. **Development of a 1200-mm-Diameter Round Panel Test for Post-Crack Assessment of Fiber-Reinforced Concrete**. *Advanced in Civil Engineering Materials*, v. 2, n. 1, p. 457-471, 2013.
- [9] BERNARD, E. S.; THOMAS, A. H. **Fibre reinforced sprayed concrete for ground support**. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 99, p. 1-14, 2020.
- [10] BLANCO, A.; PUJADAS, P.; CAVALARO, S., de la FUENTE, A.; AGUADO, A. **Constitutive model for fibre reinforced concrete based on the Barcelona test**. *Cement and Concrete Composites*, v. 53, p. 327-340, 2014.
- [11] BORGES, L. A.; MONTE, R.; RAMBO, D. A. S.; FIGUEIREDO, A. D. **Evaluation of post-cracking behavior of fiber reinforced concrete using indirect tension test**. *Construction & Building Materials*, v. 204, p. 510-519, 2019.
- [12] CÁCERES, A. R. E.; CAVALARO, S. H. P.; FIGUEIREDO, A. D. **Evaluation of steel fiber-reinforced sprayed concrete by energy absorption tests**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 33, n. 9, p. 04021252, 2021a. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003865.
- [13] CÁCERES, A. R. E.; MONTE, R.; CAVALARO, S. H. P.; FIGUEIREDO, A. D. **Alternative small-scale tests to characterize the structural behaviour of fibre-reinforced sprayed concrete**. *Construction and Building Materials*, v. 296, p. 123168, 2021b. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123168>.
- [14] CARMONA, S.; MOLINS, C. **Use of BCN test for controlling tension capacity of fiber reinforced shotcrete in mining works**. *Construction and Building Materials*, v. 198, p. 399-410, 2019.
- [15] CARMONA, S.; MOLINS, C.; GARCÍA, S. **Application of Barcelona test for controlling energy absorption capacity of FRS in underground mining works**. *Construction and Building Materials*, v. 246, p. 118458, 2020.
- [16] CAVALARO, S. H. P.; LÓPEZ, R.; TORRENTS, J. M.; AGUADO, A. **Improved assessment of fibre content and orientation with inductive method in SFRC**. *Materials and Structures*, v. 48, pp. 1859-1873, 2015.
- [17] CAVALARO, S. H. P.; LÓPEZ, R.; TORRENTS, J. M.; AGUADO, A.; GARCÍA, P. **Assessment of fibre content and 3D profile in cylindrical SFRC specimens**. *Materials and Structures*, v. 49, p. 577-595, 2016.
- [18] CONCRETE INSTITUTE OF AUSTRALIA. **Shotcreting in Australia: Recommended Practice**, second ed., Concrete Institute of Australia.
- [19] EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structure (EFNARC)**, Hampshire, UK, 1996. 30p.
- [20] EN 14487-1. **Sprayed concrete – Part 1: Definitions, specifications and conformity**. European Standard, 2005.
- [21] EN 14488-5. **Testing sprayed concrete – Part 5: Determination of energy absorption capacity of fibre reinforced slab specimens**. European Standard, 2006.
- [22] EN 14488-3. **Testing sprayed concrete – Part 3: Flexural strengths (first peak, ultimate and residual) of fibre reinforced beam specimens**. European Standard, 2006.
- [23] EN 14651. **Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)**, 2007.
- [24] FIB, Model Code 2010, Vol 1 & 2. **International Federation for Structural Concrete (fib)**, Lausanne, Switzerland, 2013.

- [25] FIGUEIREDO, A. D.; HELENE, P. R. L. **Reflexões sobre a reflexão**. *Téchne-Revista de Tecnologia da Construção*. Ed. PINI Nº 5, jul/ago de 1993. p. 24-7.
- [26] FIGUEIREDO, A. D. **Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço**. 1997. Thesis (Doctorate). Escola Politécnica, University of São Paulo, São Paulo, 1997.
- [27] FREUND, J. E.; SIMON, G. A. **Estatística aplicada. Economia, administração e contabilidade**. 9ed., Porto Alegre: Bookman, 2002.
- [28] GALO BARDES I.; SILVA, C. S.; FIGUEIREDO, A. D.; CAVALARO, S. H. P.; GOODIER, C. I. **Alternative control of steel fibre reinforced sprayed concrete (SCPRF)**. *Construction and Building Materials*, v. 223, p. 1008 – 1015, 2019.
- [29] JOLIN, M. **Mechanisms of placement and stability of dry process shotcrete**. Thesis (PhD) – Department of civil engineering, The University of British Columbia. Vancouver, Canada, 1999.
- [30] JUHASZ, P. K.; NAGY, L.; SCHAUL, P. **Correlation of the results of the standard beam and EFNARC panel test**. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground Solutions*, Bergen, Norway, 2017.
- [31] **ITA Working Group No. 12 and ITAtech, ITA Report No. 24**, 2020. Permanent Sprayed Concrete Linings, October 2020. International Tunneling Association.
- [32] KAUFMANN, J.; FRECH, K.; SCHUETZ, F.; MÜNCH, B. **Rebound and orientation of fibers in wet sprayed concrete applications**. *Construction and Building Materials*, v. 49, p. 15-22, 2013.
- [33] LARIVE, C.; BOUTEILLE, S.; BERTHOZ, N. ZAPPELLI, S. **Fiber-reinforced sprayed concrete as a permanent tunnel lining**. *Structural Engineering International*, 2020.
- [34] MOLINS, C.; AGUADO A.; SALUDES, S. **Double punch test to control the energy dissipation in tension of FRC (Barcelona test)**. *Materials and Structures*, v. 24, p. 415-425, 2009.
- [35] MYREN, S. A.; BJØNTEGAARD, Ø. **Round and square panel tests – a comparative study. Shotcrete: Elements of a System – Bernard (ed)**. Taylor & Francis Group, London, 2010.
- [36] NGUYEN, T. **Constitutive modelling of fibre reinforced concrete and shotcrete**. 2003. 234p. Ph.D. Thesis – University of Tasmania.
- [37] PUJADAS, P. **Caracterización y diseño del hormigón reforzado con fibras plásticas**. Tesis Doctoral. UPC, España, 2013.
- [38] PUJADAS, P.; BLANCO, A.; CAVALARO, S. H. P.; de la FUENTE, A.; AGUADO, A. **New analytical model to generalize the Barcelona test using axial displacement**. *Journal of Civil Engineering and Management*, v. 19, n. 2, p. 259-271, 2013.
- [39] SIMÃO, L. C. R.; NOGUEIRA, A. B.; MONTE, R.; SALVADOR, R. P.; FIGUEIREDO, A. D. **Influence of the instability of the double punch test on the post-crack response of fiber-reinforced concrete**. *Construction and Building Materials*, v. 217, p. 185-192, 2019.
- [40] SALEHIAN, H.; BARROS, J. A. O.; TAHERI, M. **Evaluation of the influence of post-cracking response of steel fibre reinforced concrete (SFRC) on load carrying capacity of SFRC panels**. *Construction and Building Materials*, v. 73, p. 289-304, 2014.
- [41] THOMAS, A. **Sprayed Concrete Lined Tunnels**. 2nd ed., London and New York. Taylor & Francis, 2020.
- [42] THORENFELDT, E. **Fibre reinforced concrete panels. Energy absorption capacity for standard sample**. SINTEF Memo. Oslo, Norway: Norwegian Public Road Administration, 2006.
- [43] TORRENTS, J. M.; BLANCO, A.; PUJADAS, P.; AGUADO, A.; JUAN-GARCÍA, P.; SÁNCHEZ-MORAGUES, M. A. **Inductive method for assessing the amount and orientation of steel fibers in concrete**. *Materials and Structures*, v. 45, n. 10, pp. 1577–1592, 24 Abr. 2012.
- [44] TRAN, V. N. G.; BERNARD, E. S.; BEASLEY, A. J. **Constitutive Modeling of Fiber Reinforced Shotcrete Panels**. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 131 (5), p. 512-521, 2005.

OS DISPUTE BOARDS EM GRANDES OBRAS SUBTERRÂNEAS

J. C. Bueno

Pinheiro Neto Advogados - FDUSP, São Paulo, Brasil

Resumo: A partir de uma visão privilegiada e sempre atual do andamento do contrato, os *dispute boards* podem ajudar a evitar que a disseminação de disputas prejudique o desempenho das partes ou drene os recursos necessários à sua execução. O *dispute board* é um órgão permanente e imparcial, estabelecido no contrato e instalado preferencialmente por ocasião de sua assinatura. O *dispute board* acompanha o desenvolvimento da execução do contrato, sendo dado aos seus membros conhecer o contrato, os anexos e as demais informações pertinentes à negociação havida entre as partes. Tem por missão ajudar as partes a compreenderem os desafios das questões técnicas controvertidas, para tanto fornecendo conselhos, recomendações, opiniões ou até mesmo, se assim previsto, decisões provisórias. É justamente no alto potencial de adaptabilidade às condições das partes e às demandas contratuais, bem assim no maior grau de criatividade no detalhamento de seu funcionamento que os *dispute boards* contribuem, de modo efetivo, para a prevenção e resolução de disputas, mostrando-se imprescindíveis no auxílio das partes na execução dos contratos e eficiente utilização dos recursos a eles destinados.

1 A COMPLEXIDADE E OS RISCOS INERENTES A PROJETOS COMPLEXOS: *DEATH, TAX AND COST OVERRUN*

Os contratos de construção são contratos comutativos complexos, nos quais as prestações de ambas as partes são de antemão conhecidas e guardam entre si uma relativa equivalência de valores; ainda, as obrigações pactuadas decorrem da combinação de elementos de diversos contratos, reunidos em novas figuras contratualmente atípicas. No entanto, nos contratos de construção - e nos projetos de infraestrutura de modo geral - as estimativas de custos são feitas em diferentes estágios do projeto: (i) planejamento do projeto (avaliação e detalhamento); (ii) decisão de construir; (iii) licitação para apresentação de propostas; e, finalmente, (iv) contratação. Assim, as estimativas de custo tendem a se tornar cada vez mais precisas à medida do avanço dos diferentes estágios do projeto, em direção a um número cada vez menor de opções, a um maior detalhamento do projeto e, a uma maior precisão das quantidades e preços.

As características inerentes dos projetos de infraestrutura muitas vezes exigem que as partes - em especial a empreiteira e os fornecedores de equipamentos - iniciem-se o cumprimento de suas obrigações sem que tenha havido o completo detalhamento do projeto de engenharia, da matriz de riscos, do grau de responsabilidade assumido pelas múltiplas partes e, por consequência, dos custos reais envolvidos. Eventuais erros, portanto, especialmente por ocasião do planejamento do projeto, têm o condão de gerar incertezas, que necessitarão ser enfrentadas no decorrer da execução do projeto ou em disputas a ele relacionadas. Quanto maior o número de incertezas na fase inicial, maior a probabilidade de concretizar-se a máxima de que "as únicas três certezas na vida são morte, impostos e sobrecustos".¹

² Estatísticas revelam que a probabilidade de os custos reais em um projeto de infraestrutura serem maiores do que os custos estimados é de 86%; e que os custos reais são em média 28% mais altos do que os custos originalmente estimados. Mais especificamente, para projetos ferroviários o sobrecusto médio é de 45%; para ligações fixas (pontes e túneis) 34%; e para estradas 20%.³ ⁴ Outros estudos, desenvolvidos pela Oxford University com dados coletados nas três Américas, África, Europa, Ásia e Oceania, indicam que três em cada quatro projetos de hidrelétricas apresentam sobrecusto da ordem de 96% e mais de 80% deles sofrem atrasos de quase 50% em relação ao prazo originalmente previsto. De acordo com esses mesmos estudos, quando se amplia o objeto da pesquisa para projetos de infraestrutura em geral, nada menos do que 90% de projetos de valor original superior a US\$ 1 bilhão sofrem aumento de custos de pelo menos 50%, com atrasos significativos.⁵

2 O DESENVOLVIMENTO DE *DISPUTE BOARDS* NO MUNDO

O desejo de prevenir disputas em projetos de infraestrutura - quase sempre com impacto em sobrecusto e atrasos no cronograma - vem de longa data. Desde 1800 as cortes inglesas reconhecem o papel do Engenheiro, escolhido pelo dono do projeto, como alguém com poderes e responsabilidade para identificar potenciais conflitos e propor medidas mitigadoras, prevenindo disputas nos contratos de construção.⁶ O importante papel do Engenheiro veio a ser reconhecido pela FIDIC - *Fédération Internationale Des Ingénieurs-Conseils* a partir nos contratos padrão por ela publicados a partir de 1957.⁷

Nesse contexto, outras formas de resolução de disputas foram identificadas, na expectativa de que pudessem prevenir conflitos e favorecer a boa marcha da execução contratual, preservando, tanto quanto possível, os prazos e o orçamento original previstos. Nesse contexto, surge o primeiro registro do uso de *dispute boards*, durante a construção da *Boundary Dam*, no estado de Washington, nos EUA, na década de 60. Na ocasião, as partes estabeleceram um *Joint Consulting Board*, que ficou ativo durante todo o contrato, para a emissão de opiniões não vinculantes sobre os conflitos apresentados, buscando evitar a suspensão do contrato e o esgarçamento da relação entre as partes.⁸

Na década seguinte, as conclusões do *US National Committee on Tunnelling Technology* sobre as causas de sobrecustos em projetos de infraestrutura levaram à publicação de um importante estudo,⁹ que atualizou e expandiu as informações do *US National Committee on Tunnelling Technology* sobre as causas de sobrecustos. Ainda, incluiu a recomendação da adoção de comitês independentes, nos moldes do *Joint Consulting Board*, para o acompanhamento do andamento de contratos. Essa recomendação foi prontamente adotada na década seguinte, já com a denominação de *dispute board*, durante a construção do Túnel Eisenhower, também nos EUA, no estado do Colorado.¹⁰

Os excelentes resultados obtidos pelo *dispute board* na execução do Túnel Eisenhower levaram à difusão de sua prática nos EUA e no mundo, com o propósito de prevenir o surgimento e o escalonamento de conflitos durante a execução de contratos, principalmente aqueles que envolvem projetos grandes e complexos. Entre 1982 e 1986, o projeto internacional de grande porte da hidrelétrica *El Cajón Dam*, em Honduras, utilizou-se de um *dispute board* por exigência do Banco Mundial, financiador da obra, dando início à sua adoção também em obras internacionais. A empreiteira era italiana, o engenheiro suíço e a contratante, a Companhia de Eletricidade de Honduras, não possuía experiência em contratos de tal complexidade. Também a American Society of Civil Engineers promoveu o conceito de *dispute boards* na primeira edição de seu manual, "Avoiding and Resolving Disputes During Construction", em 1989. Esta publicação foi posteriormente atualizada e revisada, em 1991, pelo seu Technical Committee on Contracting Practices of the Underground Technology Research Council.

Assim, a partir de 1995 o Banco Mundial passou a exigir *dispute boards* em projetos com valor de financiamento superior a 20 milhões de dólares.¹¹ Em 1996 a FIDIC passou a incluir *dispute boards* como método preferencial para a resolução de disputas. Finalmente, em 1996 foi criada a Dispute Resolution Board Foundation (DRBF), uma organização sem fins lucrativos, dedicada à promoção da prevenção e resolução de disputas em todo o mundo pela utilização de *dispute boards*, congregando os principais profissionais em atuação no mercado.¹²

Em 2004, a Câmara de Comércio Internacional (CCI) introduziu regras que permitiam aos usuários *dispute boards* em seus contratos, sob a administração da CCI.¹³ Em 2005, como parte dos United Nations' Millennium Goals, os responsáveis pela área de contratações de bancos de desenvolvimento e agências multilaterais de financiamento ("MDBs") celebraram uma parceria com a FIDIC para desenvolver as "Condições Padrão de Contratos FIDIC MDB" ou "Livro Rosa", que previu a adoção de *dispute boards* para a prevenção e a resolução de disputas.

Além disso, em 2005, a Institution of Civil Engineers (ICE), do Reino Unido publicou a primeira edição de seus "Dispute Resolution Board Procedures". Desde 2008, a Agência de Cooperação Internacional do Japão (JICA) tem promovido ativamente o uso de *dispute boards* para projetos no exterior financiados por empréstimos de Assistência Oficial ao Desenvolvimento da JICA. A JICA também desenvolveu seu próprio manual de banco de dados e conduziu um treinamento extensivo para membros e usuários do banco de dados. Na África do Sul, a Institution for Civil Engineering previu *dispute boards* na edição 2010 das "General Conditions of Contract for Construction Works". Esses *dispute boards* refletem a tendência internacional atual,

ênfatizando o papel proativo dos *dispute boards* na prevenção e resolução de conflitos. Em 2014, o Chartered Institute of Arbitrators (CIArb) publicou a primeira edição de suas “Dispute Board Rules”. Essas regras (assim como as regras da CCI) estendem o uso de *dispute boards* além dos contratos de construção para qualquer projeto de longo prazo.

Os *dispute boards* estão cada vez mais sendo usados em projetos de PPP. Também existem regras de *dispute boards* desenvolvidas para grandes projetos internacionais, tais como os Jogos Olímpicos e Paraolímpicos de Londres, de 2012, e o megaprojeto de engenharia e pesquisa de fusão nuclear internacional da União Europeia chamado “*Joint Undertaking for ITER and the Development of Fusion Energy*”, mais conhecido como “Fusion for Energy (F4E)”. Hoje, os *dispute boards* representam um processo de gerenciamento de contratos que auxilia proativamente as partes em um projeto para evitar ou resolver disputas de maneira oportuna e econômica. Os *dispute boards* são parte integrante de muitos grandes projetos de construção em todo o mundo. Além disso, outras indústrias, como tecnologia da informação, seguros, defesa e manufatura, começaram a empregar *dispute boards* para contratos grandes e complexos. As estatísticas da DRBF revelam que aproximadamente 97% das divergências surgidas ao longo de um contrato que utilize *dispute board* são resolvidas no seu âmbito, evitando a necessidade de recurso à arbitragem ou ao Judiciário. A DRBF também aponta a identificação oficial de quase 2.340 projetos no mundo que já tenham utilizado *dispute boards* com valor global estimado em mais de 166 bilhões de dólares.¹⁴

3 AS MODALIDADES DE DISPUTE BOARDS

A DRBF apresenta as características que contribuem para o sucesso da utilização dos *dispute boards*, a saber: (i) os membros do *dispute board* devem ser imparciais e ambas as partes devem aprovar a sua nomeação; (ii) os membros do *dispute board* prestam um compromisso contratual perante as partes de conferir a ambas um tratamento igualitário e imparcial; (iii) os custos decorrentes da utilização do *dispute board* são repartidos entre as partes contratantes; (iv) o *dispute board* é formado antes mesmo que exista qualquer controvérsia ou divergência entre os contratantes, passando os membros a trabalhar desde o início da execução do contrato; (v) o *dispute board* acompanha a execução contratual em tempo real, à medida em que os registros das obras e serviços vão sendo produzidos (o que inclui documentos técnicos e contratuais), o que facilita a análise da documentação e confere um entendimento mais fiel dos fatos que vem ocorrendo; (vi) o *dispute board* pode fazer visitas aos locais das obras, para cotejar os registros desenvolvidos e a realidade do dia a dia da execução, o que agrega uma percepção mais palpável e real, ainda que não tenham surgido disputas entre os contratantes.¹⁵

O momento da formação dos *dispute boards* define algumas de suas características mais importantes: (i) o “*dispute board* permanente” é o constituído no momento da celebração do contrato ou em prazo imediatamente posterior à sua celebração, permanecendo ativo durante toda a vigência do contrato, independentemente da existência ou não de uma controvérsia; e (ii) o “*dispute board ad hoc*” é o formado somente quando da ocorrência de uma controvérsia formalmente submetida pelas partes, permanecendo ativo até a prolação da decisão e o exaurimento dos procedimentos a ela aplicáveis.

O teor vinculante das decisões caracteriza as principais modalidades de *dispute boards*: (i) *dispute review boards* (DRBs) são os que emitem recomendações, ou seja, decisões de adoção não obrigatória; (ii) *dispute adjudication boards* (DABs) são os que emitem decisões, estas de adoção obrigatória; e (iii) os *combined dispute boards* (CDBs) são os que combinam os tipos anteriores, emitindo recomendações e decisões, de acordo com a situação que lhes é submetida. Nos *Dispute Review Boards*, a solução proposta é uma mera recomendação e carece de aceitação de ambas as partes para produzir efeitos como acordo amigável. Diferentemente, nos *dispute adjudication board* as partes estipulam que a decisão proferida é vinculativa, só podendo ser alterada por acordo estabelecido entre as partes ou por decisão proferida em processo judicial ou arbitral, conforme o caso. Contudo, cada parte pode informar a outra do seu descontentamento em relação à decisão proferida pelos membros do painel. Assim, se esta comunicação não existir, a decisão pode tornar-se vinculativa e definitiva para ambas as partes (*interim-binding force*).

A diferença entre *dispute review board* e *dispute adjudication board* é que enquanto o primeiro emitirá meras recomendações, o segundo será competente para emitir decisões, provisórias e válidas até que sejam modificadas por uma decisão arbitral ou judicial, conforme previsto no contrato. As decisões do *dispute adjudication board* são vinculantes para as partes e têm que ser cumpridas de imediato. Assim, podemos inferir que o *dispute adjudication board* assume uma função ainda mais radical na tentativa de dar fim a uma determinada controvérsia entre as partes, uma vez que a sua decisão apresenta-se acompanhada de medida coercitiva, que é a multa por descumprimento.¹⁶

4 A EVOLUÇÃO DO *PROCESS* DE ADOÇÃO DOS *DISPUTE BOARDS* NO BRASIL

A Linha 4 - Amarela do Metrô de São Paulo é considerado o projeto pioneiro da adoção de *dispute boards* no País. Os contratos da “Fase 1” de Implantação da Linha 4 Amarela do Metrô foram licitados em 2003 pela Companhia do Metropolitano de São Paulo e financiados pelo Banco Mundial, que além de exigir a Arbitragem como forma de solução definitiva de disputas, exigia também a implantação de um comitê de prevenção e solução de disputas. O financiamento da construção da primeira etapa da Linha 4-Amarela, estimada em US\$ 933,9 milhões em 2002, contou com recursos do Tesouro do Estado de São Paulo e com recursos captados por meio de dois empréstimos, no mesmo valor de US\$ 209 milhões, junto ao Banco Internacional para Reconstrução e Desenvolvimento (BIRD), acertado em 2002, e ao Japan Bank for International Cooperation (JBIC), formalizado em 2004. Com relação aos recursos destinados às obras da Fase II, além daqueles provenientes do Tesouro estadual, o Governo do Estado celebrou dois contratos de financiamento em 2010, um com o BIRD no valor de US\$ 130 milhões e outro com o JBIC, no mesmo valor.¹⁷

Com este importante precedente, imposto por força do BIRD e do JBIC outros exemplos se seguiram, em vários estados do Brasil: (i) 2008, PPP da Linha F (12 - Safira), da CPTM, em São Paulo; (ii) 2009, PPP Complexo Criminal Ribeirão das Neves, em Belo Horizonte, Minas Gerais; (iii) 2010, PPP da Rodovia MG-050, em Minas Gerais; (iv) 2010, PPP da Arena Fonte Nova, em Salvador, Bahia; (v) 2011, PPP da Areia das Dunas, em Natal, Rio Grande do Norte; (vi) 2012, Projeto do Aeroporto de São Gonçalo do Amarante, em Pernambuco; e (vii) 2012, PPP das Águas Claras, em Minas Gerais. Ainda, em 2013, os contratos para construção do trecho Norte do Rodoanel, importante anel rodoviário que circunda a região da Grande São Paulo, e que são administrados pela Dersa (empresa de economia mista controlada pelo Governo do Estado de São Paulo), também adotaram o uso dos *dispute boards*.

O artigo 44-A da Lei nº 12.462, de 4 de agosto de 2011, que instituiu o Regime Diferenciado de Contratações Públicas (RDC) - adicionado pela Lei 13.190, de 19 de novembro de 2015 -, constitui importante permissivo legal para a adoção de *dispute boards*: “Art. 44-A. Nos contratos regidos por esta Lei, poderá ser admitido o emprego dos mecanismos privados de resolução de disputas, inclusive a arbitragem, a ser realizada no Brasil e em língua portuguesa, nos termos da Lei nº 9.307, de 23 de setembro de 1996, e a mediação, para dirimir conflitos decorrentes da sua execução ou a ela relacionados”.

Em 2016 o Conselho da Justiça Federal, na “I Jornada sobre Prevenção e Solução Extrajudicial de Litígios”, sob a Coordenação Geral do ministro Luis Felipe Salomão, emitiu três enunciados sobre os *dispute boards*, evidenciando o respeito do Poder Judiciário pelo instituto: (i) Enunciado CJF nº 49: “Os Comitês de Resolução de Disputas (*Dispute Boards*) são método de solução consensual de conflito, na forma prevista no § 3º do art. 3º do Código de Processo Civil Brasileiro.”; (ii) Enunciado CJF nº 76: “As decisões proferidas por um Comitê de Resolução de Disputas (*Dispute Board*), quando os contratantes tiverem acordado pela sua adoção obrigatória, vinculam as partes ao seu cumprimento até que o Poder Judiciário ou o juízo arbitral competente emitam nova decisão ou a confirmem, caso venham a ser provocados pela parte inconformada.”; e Enunciado CJF nº 80: “A utilização dos Comitês de Resolução de Disputas (*Dispute Boards*), com a inserção da respectiva cláusula contratual, é recomendável para os contratos de construção ou de obras de infraestrutura, como mecanismo voltado para a prevenção de litígios e redução dos custos correlatos, permitindo a imediata resolução de conflitos surgidos no curso da execução dos contratos.”¹⁸

O Município de São Paulo, por meio da Lei nº 16.873, de 22 de fevereiro de 2018, de forma pioneira, reconheceu e regulamenta a instalação de *dispute boards* em contratos administrativos continuados celebrados pela Prefeitura de São Paulo, que poderão ter natureza revisora, adjudicativa ou híbrida.¹⁹ A Lei nº 16.873/2018 foi regulamentada pelo Decreto nº 60.067, de 10 de fevereiro de 2021, que reconheceu e reforçou o caráter informal e a oralidade inerentes aos *dispute boards*, a fim de possam atender às demandas de solução de controvérsias de modo rápido e eficaz, aspecto tão relevante para que se mantenha a continuidade da execução de contratos complexos.

A Lei nº 16.873/2018 previu “os Comitês de Prevenção e Solução de Disputas para dirimir conflitos relativos a direitos patrimoniais disponíveis em contratos continuados da Administração Direta e Indireta do Município de São Paulo”. Os Comitês de Prevenção e Solução de Disputas poderão ter natureza revisora, adjudicativa ou híbrida, conforme os incisos deste artigo, a depender dos poderes que lhe forem outorgados pelo contrato administrativo de obra celebrado. Assim, ao Comitê por Revisão é conferido o poder de emitir recomendações não vinculantes às partes em litígio; ao Comitê por Adjudicação é conferido o poder de emitir decisões contratualmente vinculantes às partes em litígio; e o Comitê Híbrido poderá tanto recomendar quanto decidir sobre os conflitos, cabendo à parte requerente estabelecer a sua competência revisora ou adjudicativa. Por fim, as decisões emitidas pelos Comitês por Adjudicação poderão ser submetidas à jurisdição judicial ou arbitral em caso de inconformidade de uma das partes.

O Decreto nº 60.067, de 10 de fevereiro de 2021, regulamentou a Lei nº 16.873/2018, para tanto estabelecendo que “a adoção dos Comitês de Prevenção e Solução de Disputas só poderá ser prevista para dirimir conflitos envolvendo direitos patrimoniais disponíveis”, cabendo aos órgãos e entidades da Administração Pública Direta ou Indireta do Município de São Paulo “adotar a instauração do Comitê de Prevenção e Solução de Disputas de forma institucional”. Assim, somente poderiam prever a adoção dos Comitês de Prevenção e Solução de Disputas “os editais de licitação dos contratos de obras públicas, bem como de concessão ou permissão que tenham como objeto, ou como parte do objeto, a execução de obras, com valores iguais ou superiores a R\$ 200.000.000,00 (duzentos milhões de reais), a serem celebrados pela Administração Pública Direta ou Indireta do Município de São Paulo”.

Importante notar que o Decreto nº 60.067/2021 antecipou a necessidade de, em situações excepcionais, devidamente justificadas, a autoridade competente, ouvida a Procuradoria Geral do Município, decidir (i) pela previsão do Comitê de Prevenção e Solução de Disputas em edital para contratação de serviços continuados não mencionados no *caput* do artigo 2º deste decreto; (ii) pela atribuição de natureza adjudicativa ou híbrida ao Comitê de Prevenção e Solução de Disputas; e (iii) pelo funcionamento do Comitê de Prevenção e Solução de Disputas em períodos não previstos no § 2º do artigo 2º do Decreto nº 60.067/2021.

Em 1º de abril de 2021 foi sancionada a Lei nº 14.133, a nova Lei de Licitações e Contratos Administrativos (“LLCA”) que,²⁰ em seu Capítulo XII, “Dos meios alternativos de resolução de controvérsias”, estipulou a possibilidade de serem utilizados “meios alternativos de prevenção e resolução de controvérsias, notadamente a conciliação, a mediação, o comitê de resolução de disputas e a arbitragem” em licitações e contratações “para as Administrações Públicas diretas, autárquicas e fundacionais da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios.” A utilização dos *dispute boards*, porém, está limitada “às controvérsias relacionadas a direitos patrimoniais disponíveis, como as questões relacionadas ao restabelecimento do equilíbrio econômico-financeiro do contrato, ao inadimplemento de obrigações contratuais por quaisquer das partes e ao cálculo de indenizações”. Trata-se da primeira vez que os *dispute boards* foram reconhecidos, em nível federal, como meio alternativo de prevenção e resolução de controvérsias, apesar de a Lei nº 8.987, de 13 de fevereiro de 1995, e a Lei nº 11.079, de 30 de dezembro de 2004, já terem preconizado a utilização de mecanismos privados de resolução de conflitos e a Lei nº 13.140, de 26 de junho de 2015, já haver disposto sobre a autocomposição no âmbito do Poder Público.

Por fim, o Senado Federal recentemente aprovou o Projeto de Lei nº 206, de 25 de abril de 2018, de autoria do Senador Antonio Anastasia (PSDB/MG), que “regulamenta a instalação de Comitês de Prevenção e Solução de Disputas em contratos administrativos continuados celebrados pela União”. Para tanto, acompanhando o previsto na LLCA, os denominados Comitês de Prevenção e Solução de Disputas podem ser estabelecidos “para dirimir conflitos relativos a direitos patrimoniais disponíveis em contratos da administração direta e indireta da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios, os quais observarão as disposições desta Lei”, estando

aberta a possibilidade de sua adoção, por aditamento, em contratos já em curso, mediante acordo entre as partes. Os Comitês de Prevenção e Solução de Disputas poderão ter natureza revisora, adjudicativa ou híbrida, “a depender dos poderes que lhe forem outorgados pelo contrato celebrado”, mas “devendo sempre apresentar os fundamentos das suas recomendações e decisões, sob pena de nulidade”. Assim, “ao Comitê por Revisão é conferido o poder de emitir recomendações não vinculantes às partes em litígio”; “ao Comitê por Adjudicação é conferido o poder de emitir decisões vinculantes às partes em litígio”; e “o Comitê Híbrido poderá tanto recomendar quanto decidir sobre os conflitos, cabendo à parte requerente estabelecer a sua competência revisora ou adjudicativa”.

Os procedimentos do Comitê de Prevenção e Solução de Disputas deverão observar “os princípios da legalidade e da publicidade”. O Comitê de Prevenção e Solução de Disputas será composto “por 3 (três) membros, sendo 2 (dois) com reconhecido saber na área objeto do contrato e 1 (um) advogado com reconhecida atuação jurídica na área objeto do contrato” e seus membros serão escolhidos mediante a indicação de 1 membro pelo Poder Público, a indicação de outro pela contratada e a escolha, em conjunto pelos 2 outros membros, do Presidente do Comitê de Prevenção e Solução de Disputas. Além desses critérios, o Projeto de Lei prevê a proibição de funcionar como membros do Comitê “as pessoas que tenham, com as partes ou com o litígio que lhes for submetido, algumas das relações que caracterizam os casos de impedimento ou suspeição de juízes, aplicando-se-lhes, no que couber, os mesmos deveres e responsabilidades, conforme previsto no Código de Processo Civil”. Para tanto, “as pessoas indicadas para funcionar como membro do Comitê têm o dever de revelar, antes da aceitação da função, qualquer fato que denote dúvida justificada quanto à sua imparcialidade e independência.”

O Projeto de Lei nº 206/2021 foi encaminhado à Câmara dos Deputados e será examinado em conjunto com o Projeto de Lei nº 9.883, de 27 de março de 2018, de autoria do Deputado Federal Pedro Paulo (PMDB-RJ). Como indicado em sua justificativa, o Projeto de Lei nº 9.883/2018 toma por fundamento o art. 3º, § 2º, do Código de Processo Civil, que estabelece a obrigação do Estado, sempre que possível, de promover “a solução consensual dos conflitos”. Assim, “dispõe sobre o uso dos Comitês de Resolução de Disputas (*Dispute Boards*) em contratos administrativos”, reconhecendo-os como métodos de “solução consensual de conflitos em contratos administrativos, com a finalidade de “prevenir e solucionar de forma célere, técnica e com base na estrita observância das cláusulas contratuais os litígios que surgirem durante a execução do contrato, de modo a reduzir os custos correlatos e a proteger o escopo contratual e o seu cronograma de execução”.

5 A ESTERILIZAÇÃO DE DISPUTAS COMO OBJETO PRINCIPAL DOS *DISPUTE BOARDS*

É muito bem vinda a iniciativa do legislador federal de reconhecer a importância dos *dispute boards* e incorporá-los na nova LLCA e de recepcioná-los na proposta de adoção Projeto de Lei nº 206/2021 e do Projeto de Lei nº 9.883/2018, como instrumentos de prevenção e esterilização de disputas no âmbito público, podendo tratar de quaisquer questões envolvendo direitos patrimoniais disponíveis em contratações públicas, como, por exemplo, as relacionadas ao restabelecimento do equilíbrio econômico-financeiro do contrato, ao inadimplemento contratuais e ao cálculo de indenizações.

Os centros de solução de controvérsias têm um papel fundamental para o desenvolvimento dos *dispute boards* no Brasil. À semelhança das regras de arbitragem, a menção a um regulamento específico deve ser feita nas cláusulas de resolução de disputas dos contratos. Usualmente as regras trazem cláusulas prevendo as obrigações dos membros do *dispute board*, das partes, formas e prazos para a submissão de consultas e controvérsias, orientações em relação à cobrança de honorários e outras regras fundamentais para dar segurança e previsibilidade tanto para a atuação dos profissionais escolhidos para compor o *dispute board* quanto para as partes em relação ao seu relacionamento com os membros do *dispute board* e à mecânica do seu funcionamento.

Os mais tradicionais conjuntos de regras de *dispute boards* disponíveis são os da DRBF, da CCI e da FIDIC. São, ainda, referências internacionais as regras da American Arbitration Association (AAA), do CIARB, da Royal Institution of Chartered Surveyors (RICS) e do Institute of Civil Engineers (ICE). Na América do Sul já temos também ótimos regulamentos, por exemplo os do Centro de Arbitragem e Mediação da Câmara de

Comércio Brasil-Canadá (CAM-CCBC), do Centro Brasileiro de Mediação e Arbitragem (CBMA), Câmara de Conciliação, Mediação e Arbitragem CIESP/FIESP e da Câmara de Arbitragem de Santiago (CAM Santiago).

6 CONCLUSÃO

O *dispute board* é um órgão permanente e imparcial, estabelecido no contrato e instalado preferencialmente por ocasião de sua assinatura. O *dispute board* acompanha o desenvolvimento da execução do contrato, sendo dado aos seus membros conhecer o contrato, os anexos e as demais informações pertinentes à negociação havida entre as partes. Tem por missão ajudar as partes a compreenderem os desafios das questões técnicas controvertidas, para tanto fornecendo conselhos, recomendações, opiniões ou até mesmo, se assim previsto, decisões provisórias.

A partir de uma visão privilegiada e sempre atual do andamento do contrato, os *dispute boards* podem ajudar a evitar que a disseminação de disputas prejudique o desempenho das partes ou drene os recursos necessários à sua execução. Os *dispute boards* são compostos - preferencialmente - por três profissionais, cuja escolha observará critérios isonômicos, técnicos e transparentes. De modo geral, é recomendável que as partes indiquem painel que possa combinar profissionais de perfil mais técnico, com conhecimento específico sobre as características do projeto, e profissionais com perfil jurídico, que possam ajudar na interpretação das cláusulas e até mesmo colaborar na condução dos trabalhos do comitê, muitas vezes escolhido para presidi-lo.

Os membros do *dispute board* tornam-se, desde cedo, familiarizados com os valores acordados, o programa de inspeções e testes, as regras para o comissionamento e emissão de certificados de aceitação provisória (CAPs) ou final (CAFs), as condições de pagamento e fórmulas de reajuste, os documentos de engenharia (projetos, plantas, campanhas de sondagem, relatório diário de obras, etc.) e, assim, acompanham *in loco* o próprio avanço físico das obras.

Os *dispute boards* intervêm de modo rápido e tempestivo, na sua prevenção ou resolução, apresentando às partes uma visão independente sobre a interpretação das cláusulas contratuais, a adequada divisão de responsabilidades entre as partes, bem assim o detalhamento de questões técnicas e legais inerentes a uma relação comutativa de maior complexidade. É justamente no alto potencial de adaptabilidade às condições das partes e às demandas contratuais, bem assim no maior grau de criatividade no detalhamento de seu funcionamento que os *dispute boards* contribuem, de modo efetivo, para a prevenção e resolução de disputas, mostrando-se imprescindíveis no auxílio das partes na execução dos contratos e eficiente utilização dos recursos a eles destinados.

REFERÊNCIAS

¹ Como um dos meus professores da Universidade de Cambridge costumava dizer: "The only three certainties in life are death and taxes death, tax and cost overrun".

² "En la etapa de construcción, surgen infinidad de controversias sobre temas de carácter técnico, alcance de la obra, administrativo, de calidad, casos fortuitos o fuerza mayor, elementos supervenientes, normas técnicas y de seguridad, ampliación del plazo, cancelación de obras, mejoras en la tecnología. En la etapa de operación surgen problemas relativos a mantenimiento, calidad del servicio, precios, aforo, actualización de tecnología, etcétera. Si todas las controversias mencionadas anteriormente tuviesen que someterse a los tribunales comunes y procesos ordinarios, o bien al arbitraje, demorarían tanto la obra que en muchos casos los proyectos conllevarían a la quiebra de la constructora o a que los proyectos que den inconclusos. Adicionalmente, las instituciones que se dedican a dar financiamiento a este tipo de proyectos, se volverían temerosas para financiarlos en ese país, lo que genera un retraso para al mismo." Cecilia Quintanilla Madero, Introducción a los dispute boards. *Revista de Arbitragem e Mediação*, São Paulo, v. 3, n. 10, p. 172-178, jul.-set. 2006.

³ RIVERA, A., LE, N., KASHIWAGI, J., & KASHIWAGI, D. (2016) "Identifying the Global Performance of the Construction Industry", *Journal for the Advancement of Performance Information and Value*, 8(2), 7. Também *Développement de l'Industrie de la Construction pour les Investissements d'Infrastructures Intensifs en Emploi*, ISBN: 978-92-2-133588-7 (print) and 978-92-2-133589-4, Geneva, 2019.

⁴ FLYVBJERG, B., HOLM, M.S., BUHL, S., 2002. "Underestimating costs in public works: errors or lie?" *Journal of the American Planning Association* 68 (3), 200.

⁵ "Should we build more large dams? The actual cost of hydropower megaproject development", Antif Ansar et alli, *Journal of Energy Policy*, vol. 69, Junho/2014, University of Tennessee, p. 43-56. "What you should know about megaprojects and why: an overview", Bent Flyvbjerg, *Project Management Journal*, vol. 45, nº 2, John Wiley and Sons, 2014, p. 6-19.

⁶ *Ranger v Great Weston Railway Company* [1843-1860] All ER 321 at 328E at 326H.

⁷ Por exemplo, na versão 2017 do FIDIC Yellow Book - as denominadas "Condições do Contrato para Instalações e Projeto de Construção" - está estipulado que "o Engenheiro deverá agir de forma neutra entre as Partes, e sua atuação não deverá ser considerada como em nome do Contratante." Ainda, que "o Engenheiro deverá consultar ambas as Partes, em conjunto e/ou separadamente, e incentivar o debate entre elas, visando um acordo. No entanto, "se não for alcançado um acordo ou ambas as Partes informarem ao Engenheiro a impossibilidade de acordo", o Engenheiro deverá "tomar uma decisão justa acerca da questão ou Reivindicação, conforme o Contrato, dando a devida consideração a todas as circunstâncias relevantes."

⁸ "DBs evolved to meet the construction industry's need for prompt, informal, cost-effective and impartial dispute resolution. The DB concept originated in the USA where it has now been used for over 40 years as a means of avoiding and resolving disputes in civil engineering works, particularly those arising during the construction of dams, water management projects and contracts for underground construction. The earliest reported use was on Boundary Dam in Washington in the 1960's, where the technical 'Joint Consulting Board' was asked to make decisions regarding conflicts, etc. The idea worked well and the die was cast". CHAPMAN, P. H. J. *Dispute boards on major infrastructure projects*, p. 44. Trabalho apresentado na Conferência da DRBF em Bruxelas, novembro de 2011. Disponível em: <www.drbfconferences.org>. Acesso em: 5 jul. 2021. Ainda, Cyril Chern, *Chern on Dispute Boards: Practice and Procedure*, 4ª edição, Oxfordshire: Taylor and Francis, 2015, p. 11.

⁹ NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES COUNCIL, *Better Contracting for Underground Construction National Committee on Tunneling Technology*, Wash., D.C. PB-236 973, Nov 1974.

¹⁰ MATTHEWS, A A (1997) "The first dispute review board", *DRBF Foundation Forum*, 1(1); Harman, K M J (2009) "A case study as to the effectiveness of dispute review boards on the central artery/tunnel project", *Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice*, 1(1), 18-31.

¹¹ Exigência constante do *Standard Bidding Document for Procurement of Works* para os projetos considerados como "major works", publicado pelo Banco Mundial em 2012. Para maiores informações: http://siteresources.worldbank.org/intprocurement/resources/works-en-22-mar12_rev5.docx.

¹² Para maiores informações: <http://www.drb.org>.

¹³ As regras da CCI foram posteriormente atualizadas, em 2015, para incorporar os conceitos de prevenção de disputas e facilitação como parte do processo de DB.

¹⁴ Dr HARMON, K, 2012, "Using DRBs to Maintain Control of Large, Complex Construction Projects", *Dispute Resolution Journal*, Vol 67, No 1.

¹⁵ Cf. site da DRBF: www.drb.org.

¹⁶ "A diferença entre um DRB e um DAB é que enquanto o primeiro emitirá meras recomendações, o segundo será competente para emitir decisões. As decisões são vinculantes para as partes, pelo que têm que ser cumpridas de imediato, enquanto que as recomendações somente vinculam as partes se nenhuma delas expressa seu desacordo com a recomendação dentro de um determinado período de tempo. Por isso, frente ao caráter dispositivo das recomendações de um DRB, o DAB assume uma função quase arbitral, cuja decisão colocará fim a uma determinada controvérsia entre as partes, convertendo-se em cumprimento obrigatório se nenhuma delas se opõe à decisão." D. J. A. Cairns; I. Madalena. El reglamento de la ICC relativo a los dispute boards. *Revista de Arbitragem e Mediação*, v. 3, n. 10, p. 178-198, 2006.

¹⁷ Considerada como um empreendimento prioritário dentro do Plano Integrado de Transportes Urbanos (PITU) para 2020, proposto para a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) pelo Governo do Estado, pelo seu elevado grau de interligação com a rede metroferroviária, a Linha 4-Amarela do Metrô de São Paulo liga a região central da Luz ao bairro do Butantã, na Zona Oeste da capital. O objetivo da linha, além da ampliação da rede, era atender a região sudoeste de São Paulo e permitir uma maior integração dos meios de transportes metroferroviários da RMSP, possibilitando, inclusive, o acesso direto de seus usuários às linhas da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM), o que a levou a ser conhecida como a "Linha da Integração". Os investimentos para a construção da Linha 4-Amarela, incluindo também os recursos destinados às desapropriações, foram assumidos pelo Governo do Estado, sendo o projeto de responsabilidade da Secretaria dos Transportes Metropolitanos.

¹⁸ Para maiores informações: <http://www.cjf.jus.br/cjf>.

¹⁹ “Art. 2º O Comitê de Prevenção e Solução de Disputas poderá ter natureza revisora, adjudicativa ou híbrida, conforme os incisos deste artigo, a depender dos poderes que lhe forem outorgados pelo contrato administrativo de obra celebrado: I - ao Comitê por Revisão é conferido o poder de emitir recomendações não vinculantes às partes em litígio; II - ao Comitê por Adjudicação é conferido o poder de emitir decisões contratualmente vinculantes às partes em litígio; e III - o Comitê Híbrido poderá tanto recomendar quanto decidir sobre os conflitos, cabendo à parte requerente estabelecer a sua competência revisora ou adjudicativa. Parágrafo único. As decisões emitidas pelos Comitês com poderes de adjudicação poderão ser submetidas à jurisdição judicial ou arbitral em caso de inconformidade de uma das partes.”

²⁰ Projeto de Lei nº 4.253/2020, substitutivo da Câmara dos Deputados ao Projeto de Lei do Senado Federal nº 559, de 2013, PL nº 6.814, de 2017, naquela Casa.

PLANO GERAL DE DRENAGEM DE LISBOA: OBRA INVISÍVEL QUE PROTEGE A CIDADE

G. D. Vieira

Equipa de Projeto do PGDL – Câmara Municipal de Lisboa, Lisboa, Portugal

J. S. Ferreira

Equipa de Projeto do PGDL – Câmara Municipal de Lisboa, Lisboa, Portugal

Resumo: Encontra-se em implementação na cidade de Lisboa o Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030. Este projeto tem enorme importância para a cidade, preparando-a e protegendo-a das chuvas torrenciais, um dos efeitos devastadores resultantes das alterações climáticas. O PGDL 2016-2030 envolve diversas ações (controlo na origem com bacias de retenção/infiltração, bacias antipoluição, melhoramento, reforço e monitorização das redes de saneamento, transvase de bacias e escoamento para o meio receptor através de dois túneis com 5,5m de diâmetro interno) que, conjugadas, pretendem mitigar o risco de inundação, entre 70% e 80%, provocado por eventos pluviais em Lisboa. A obra central e mais mediática está presentemente a iniciar o contrato, após longo concurso público internacional de conceção-construção que durou mais de um ano. Após a fase de elaboração do projeto de execução, que está em curso, prevê-se o início da construção no 1º trimestre de 2022. O prazo global de execução (projeto + construção) é de 38 meses, até 2024. O projeto é realizado com recurso a metodologia BIM (*Building Information Modelling*), que acompanhará também a fase de construção e, posteriormente, de manutenção da obra ao longo do seu ciclo de vida. A obra é composta por 2 túneis profundos escavados por TBM, um com 5km e o outro com cerca de 1 km, uma bacia antipoluição, três poços com vórtice e atravessa toda a cidade de Lisboa, densamente povoada. Os túneis terminam no rio Tejo atravessando os muros-cais que confinam o rio em zonas de atracagem de grandes embarcações e cruzeiros. Os desafios técnicos são enormes e entusiasmantes (desde a passagem sobre e sob as galerias do metropolitano de Lisboa, por baixo das fundações de edifícios a pouca profundidade, até o atravessamento dos muros-cais na entrega ao rio Tejo), mas o maior desafio de todos é conseguir conjugar os esforços de todos os intervenientes (dono de obra, projetista, construtor, fiscalização) por forma a terminar a obra no prazo e em segurança, garantindo a sua funcionalidade em situação de grandes chuvadas: esta obra está dimensionada para a chuvada com período de retorno de 100 anos e servirá para proteger a cidade por muitos mais.

1 PGDL 2016-2030

O Plano Geral de Drenagem de Lisboa PGDL 2016-2030 (ver Figura 1) é o **documento estratégico da cidade de Lisboa para a área de saneamento** e tem por objetivo a preparação da cidade para um futuro sustentável através da mitigação das consequências (inundações e destruição, ver Figuras 2 e 3) das alterações climáticas expressas por eventos pluviais extremos, cada vez mais frequentes e de magnitudes elevadas (FERREIRA, 2021).

Este PGDL 2016-2030 é, até à presente data, **o maior investimento em obras públicas de infraestruturas lançado pelo Município de Lisboa**, com um valor total de investimento de cerca de 250 M€ e um período de implementação de 15 anos. Um terço desse prazo já passou. Algumas obras preparatórias já foram concretizadas. A grande obra dos túneis está a iniciar.

Embora a rede de saneamento da cidade de Lisboa, maioritariamente unitária, abranja a doméstica e pluvial, o PGDL 2016-2030 abordou, fundamentalmente, a drenagem pluvial porquanto a condução e tratamento dos efluentes domésticos antes da entrega ao meio recetor (fundamentalmente o rio Tejo), já estava resolvido desde 2011. O tratamento dos efluentes domésticos processa-se numa das três

Estações de Tratamento de Águas Residuais (atualmente utiliza-se a designação de Fábricas de Água) da cidade de Lisboa (ALCÂNTARA, CHELAS e BEIROLAS).



Figura 1 - PGDL 2016-2030; Mapa da cidade de Lisboa
(fonte: PGDL 2016-2030, MATOS *et al.*, 2015)



Figuras 2 e 3 - Cheias ocorridas em 2014 na Baixa e Praça de Espanha
(Fonte: PGDL 2016-2030, MATOS *et al.*, 2015)

2 VETORES DETERMINANTES

Os vetores determinantes do PGDL 2016-2030, podem-se sintetizar nas seguintes ações (Figura 4):

1. Controlo na origem – construção de Bacias de Retenção/Infiltração e trincheiras drenantes.
2. Transvase de bacias e escoamento para o rio Tejo através de dois túneis com 5,5 m de diâmetro.
3. Reforço/Reabilitação da rede Conceptual de Saneamento.

- Melhoria do conhecimento da rede de saneamento da cidade de Lisboa e do seu funcionamento, através da monitorização.

Plano Geral de Drenagem de Lisboa

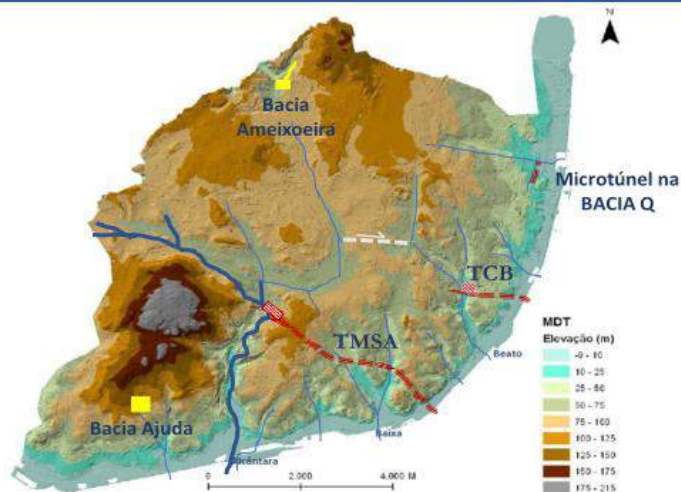


Figura 4 - PGDL 2016-2030; Resumo das ações realizadas e em preparação
(Fonte: PGDL 2016-2030, MATOS *et al.*, 2015)

Estas ações, conjugadas, pretendem mitigar o risco de inundação nas zonas baixas da cidade, entre 70% e 80%, provocada por eventos pluviais extremos, cada vez mais frequentes em Lisboa.

3 DESCRIÇÃO E PONTO DE SITUAÇÃO DA SUA IMPLEMENTAÇÃO (AG.2021)

3.1 CONTROLO NA ORIGEM

Esta ação preconiza, essencialmente, a construção de Bacias de Retenção/Infiltração, destacando-se duas intervenções já realizadas pela sua importância e valor: Ameixoeira e Alto da Ajuda (Figura 5).

Estas empreitadas foram concluídas, respetivamente, em 2018 e 2019, e representam um valor de investimento da ordem de 1,5 M€.



Figura 5 - Bacias de Retenção da Ajuda e da Ameixoeira, já concluídas
(Fonte: PGDL 2016-2030, MATOS *et al.*, 2015)

Ainda no corrente ano, vai-se concluir o projeto e lançar o concurso público para a execução da obra de reabilitação da bacia do Parque Oeste (Alta de Lisboa), que funciona também como bacia de retenção de caudais pluviais elevados. Prevê-se a construção de um descarregador e controle de caudais. O valor de investimento é da ordem de 500.000 €.

Em termos de bacias de retenção/infiltração estão ainda previstas obras no Jardim do Campo Grande/Norte, Quinta da Granja, Vale Fundão e Vale de Chelas bem como a reabilitação de pavimentos para melhoria de permeabilização e sistemas de drenagem pluvial no Parque Eduardo VII.

3.2 TRANSVASE DE BACIAS: TÚNEIS DE DRENAGEM

A materialização desta ação é realizada pela construção de 2 túneis profundos, em meio urbano, ambos com diâmetro interno de 5,5m:

- Um, com a extensão de cerca de 5 km, entre Monsanto e Sta. Apolónia (TMSA),
- Outro, com cerca de 1 km, entre Chelas e Beato (TCB).

Para além dos túneis será necessário construir diversas obras complementares (Figura 6), também de grande envergadura, a começar pela bacia antipoluição, em Campolide, e três poços com vórtice no meio da cidade. Os túneis terminam no rio Tejo atravessando os muros-cais que confinam o rio em zonas de atracagem de grandes embarcações e cruzeiros (MATOS *et al.*, 2015).



Figura 6 - PGDL - localização dos túneis, dos poços, e das obras de saída para o rio
 (Fonte: PGDL 2016-2030, MATOS *et al.*, 2015)

Estes túneis vão permitir uma proteção eficaz à zona central (Av. da Liberdade, Rua de Sta. Marta/S. José, Av. Almirante Reis, Praça Martim Moniz, Praça da Figueira, Rossio e Baixa) e ocidental (Alcântara) de Lisboa, mitigando entre 70 e 80% os problemas das inundações provocadas por eventos pluviais extremos. Os túneis foram dimensionados para o transporte de caudais pluviais com tempo de retorno de 100 anos.

O valor de investimento (empreitada, fiscalização, assessoria técnica e jurídica) é da ordem de 140 M€ - é o valor mais elevado de uma única empreitada realizada pela CML, desde sempre - e o prazo de execução é de 38 meses.

A empreitada foi adjudicada e já foi assinado o Contrato no dia 28 de abril de 2021. Posteriormente o processo foi vistoriado pelo Tribunal de Contas, que deu o seu aval positivo no dia 28 de julho. O Contrato iniciou-se no dia seguinte, estando presentemente em execução (fase de projeto).

Esta é a intervenção mais importante do PGDL em termos de investimento e mitigação de consequências.

3.3 REFORÇO/REABILITAÇÃO DA REDE CONCEPTUAL DE SANEAMENTO

A rede conceptual (coletores unitários com diâmetro superior a 1.000 mm, coletores separativos de drenagem pluvial com diâmetro superior a 1.000 mm ou coletores separativos de drenagem de esgoto doméstico com diâmetro superior a 500 mm) tem uma extensão de cerca de 173 km, representando 11% da rede de saneamento da cidade de Lisboa que tem uma extensão total de aproximadamente 1.650 km. Estão previstas várias intervenções (Av. de Berna, Estrada das Laranjeiras, entre outras) além da intervenção já realizada na Bacia Q, junto ao Parque das Nações, zona Oriental da cidade.

Esta intervenção de **reforço e reabilitação da rede existente da Bacia Q** foi concluída em junho de 2020 e inclui um **microtúnel com cerca de 320 m de extensão e 1,20m de diâmetro** (Figura 7). Realizou-se também a intervenção em 5 descarregadores/reguladores de caudal para mitigação de caudais extremos nesta zona (GOMES *and* VIEIRA, 2019).



BACIA Q – Microtúnel

Localização: Av. Infante D. Henrique, Entre a Av. Pádua e a Av. Berlin



Equipamento: Micro Tunnel Boring Machine - AVN1200 by Herrenknecht

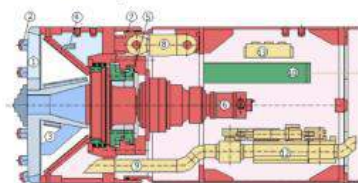


Figura 7 - Reforço da rede de saneamento na Bacia Q, com microtúnel
(Fonte: Gomes T.A e Vieira G.D.)

A obra durou um pouco mais de um ano (teve algumas peripécias que prolongaram o prazo de conclusão, entre estas a pandemia devido ao Covid-19) e o custo total de investimento nesta empreitada foi de cerca de 3 M€.



Figura 8 - Microtunelização: poços de entrada e saída da máquina (Fonte: Gomes T.A e Vieira G.D.)

3.4 MELHORIA DO CONHECIMENTO DA REDE DE SANEAMENTO E DO SEU FUNCIONAMENTO

A melhoria do conhecimento da rede de saneamento da cidade de Lisboa tem 2 vertentes principais:

- i. Levantamento do cadastro da rede de saneamento, incluindo a sua digitalização e inspeção vídeo nalgumas zonas.
- ii. Monitorização e aviso do funcionamento da rede de saneamento.

O levantamento de campo do cadastro ficou concluído em 2020 (encontra-se ainda em fase de validação nalgumas zonas da cidade) sendo o valor do investimento de cerca de 1,7 M€.

Para a implementação da **monitorização e aviso do funcionamento da rede de saneamento**, estima-se um investimento faseado no total também de cerca de 1,7 M€, a iniciar-se numa bacia piloto (1ª fase)

para aprendizagem e consolidação do processo. A duração total da intervenção estima-se em cerca de oito anos. Está previsto iniciar-se a 1.ª fase no próximo ano.

4 TÚNEIS PGDL: PREPARAÇÃO, CONCURSO, PROJETO E OBRA

4.1 PREPARAÇÃO

A primeira versão do Plano Geral de Drenagem de Lisboa data de 2008 e assentava, sobretudo, na criação de reservatórios para aumentar a capacidade de armazenamento e amortecimento do impacto causado por caudais pluviais de pico. O período de retorno desta solução era de 10 anos (*i.e.*, seria expectável que uma chuvada excedesse a capacidade de armazenamento a cada 10 anos, para o historial conhecido).

Ora todos sabemos que os eventos pluviométricos se têm vindo a agravar, tanto na maior frequência como intensidade, devido às alterações climáticas que o planeta, na sua globalidade, está a sentir. Assim, este período de retorno poderia resultar, na prática, num valor de 5 ou mesmo 2 anos, o que seria inaceitável para o valor do investimento realizado e das expectativas criadas nesta solução de proteção da cidade das inundações causadas pelas grandes chuvadas.

Na **versão atual do PGDL 2016-2030 privilegia-se o transvase de bacias** e a condução dos grandes caudais pluviométricos de pico diretamente para o rio, através de dois grandes túneis profundos e dos poços em vórtice que captam as águas superficiais a meio das bacias drenantes (A solução de princípio encontra-se esquematizada na Figura 9). Deste modo, conseguiu-se aumentar consideravelmente o período de retorno do projeto para 100 anos, sem aumentar substancialmente o investimento.

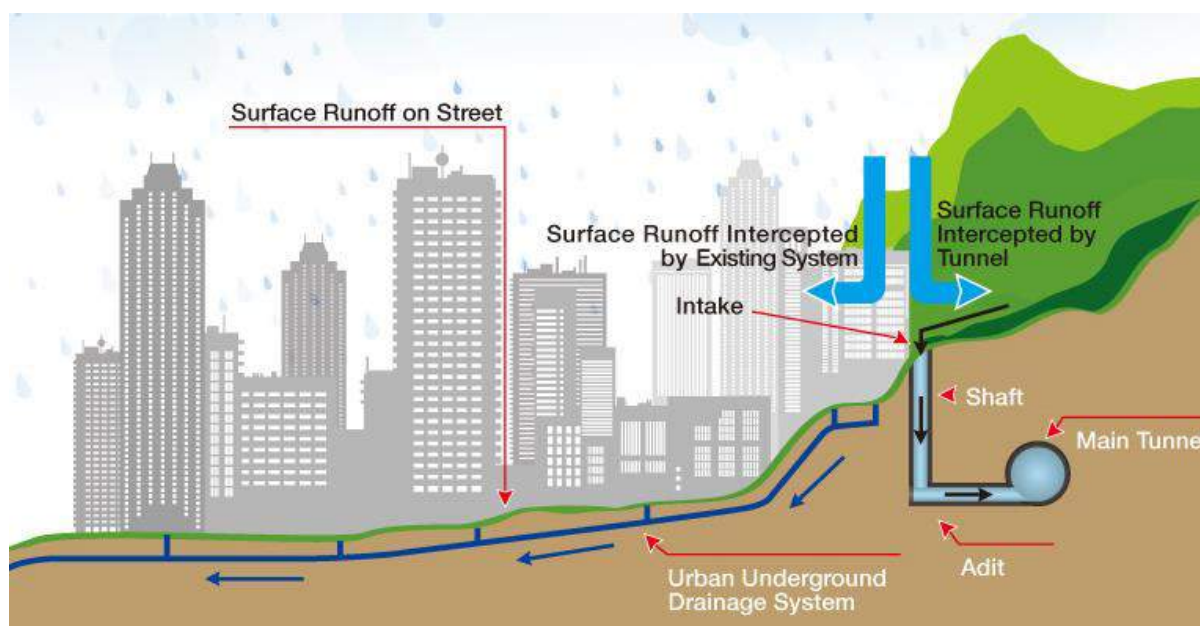


Figura 9 - Esquema de princípio de funcionamento da solução de transvase de bacias com túneis profundos (retirado de Hong Kong West Drainage Tunnel, 2021)

No mapa da Figura 10 é possível observar a dimensão das bacias que são intersectadas pelos túneis e poços em vórtice e cuja água é conduzida diretamente para o rio em vez de se acumular nas zonas baixas da cidade. Apenas uma pequena parcela das bacias existentes continua a ser conduzida pela rede de saneamento atual, que deste modo vê a sua capacidade ficar sobredimensionada, aumentando a sua eficiência e diminuindo drasticamente as inundações e os danos associados às mesmas.

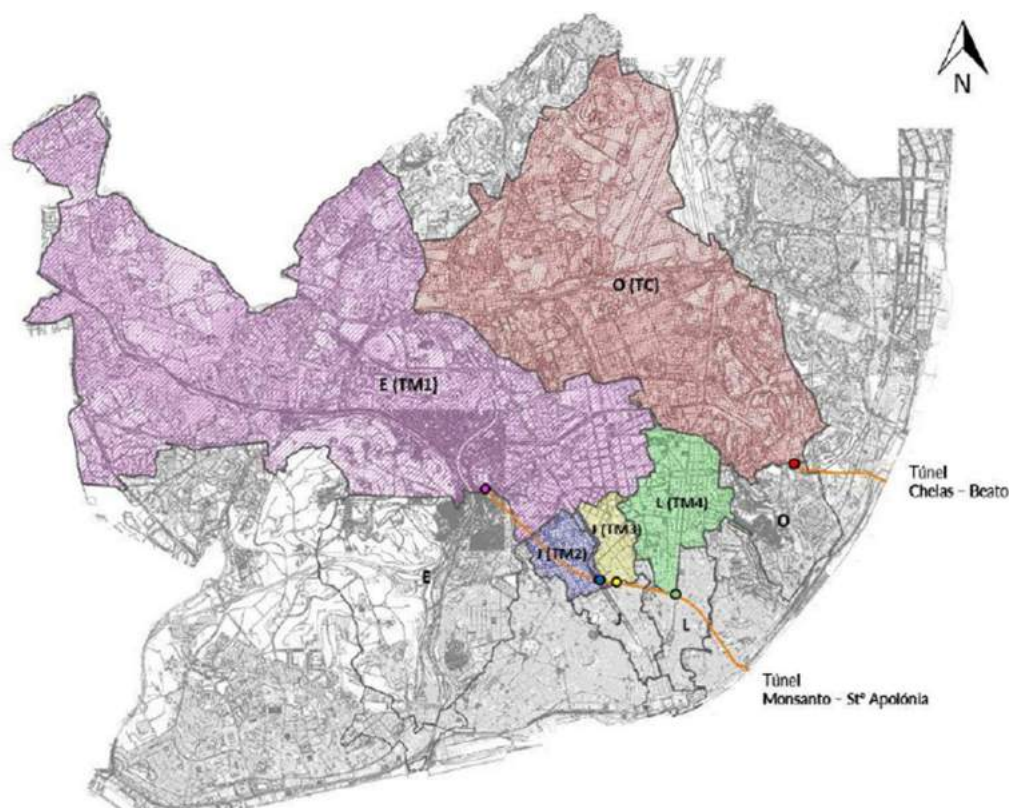
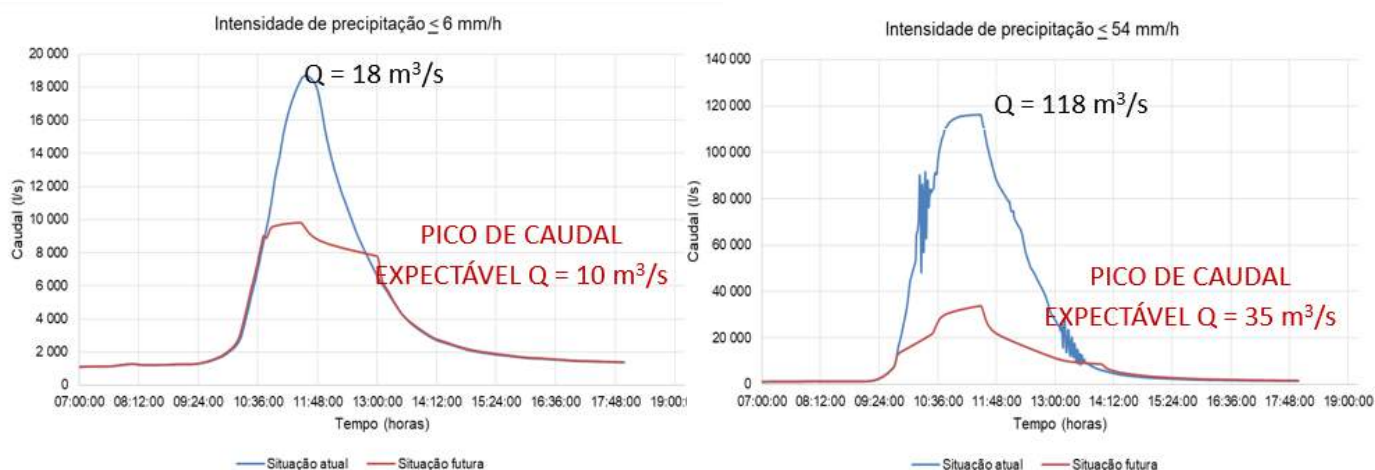


Figura 10 - Bacias de drenagem intersetadas pelos túneis profundos (Fonte: PGDL 2016-2030, MATOS *et al.*, 2015)

Como exemplo, estima-se uma redução de cerca de 40% do caudal que segue para jusante em eventos de precipitação frequentes, e uma redução de cerca de 70% do caudal que segue para jusante em eventos extremos de precipitação (Figuras 11 e 12), no Caneiro de Alcântara que recolhe as águas da Bacia E.



Figuras 11 e 12 - Qpico para eventos frequentes e extremos, no Caneiro de Alcântara (Fonte: CUPIDO *et al.*, 2019)

Em relação aos **trabalhos de campo e de laboratório preparatórios**, na fase pré-concurso, fez-se um forte investimento no conhecimento em 4 dimensões diferentes, mas complementares (e que podem ter grande impacto nas soluções desenvolvidas), de modo a **mitigar o risco** da fase de construção:

- i. Conhecimento dos terrenos interessados pela escavação dos túneis/geologia, geotecnia, hidrogeologia – ensaios de campo e de laboratório (LNEC) – ver Figuras 13 e 14.

- ii. Conhecimento das infraestruturas pré-existent que possam ser afetadas pela construção (Metro, Carris, Porto de Lisboa, águas e saneamento, telecomunicações, gás, eletricidade, exército, etc).
- iii. Conhecimento (possível) da arqueologia adjacente à escavação (muralha Fernandina);
- iv. Realização de modelos reduzidos para prever/confirmar o funcionamento dos poços em vórtice e da bacia antipoluição.

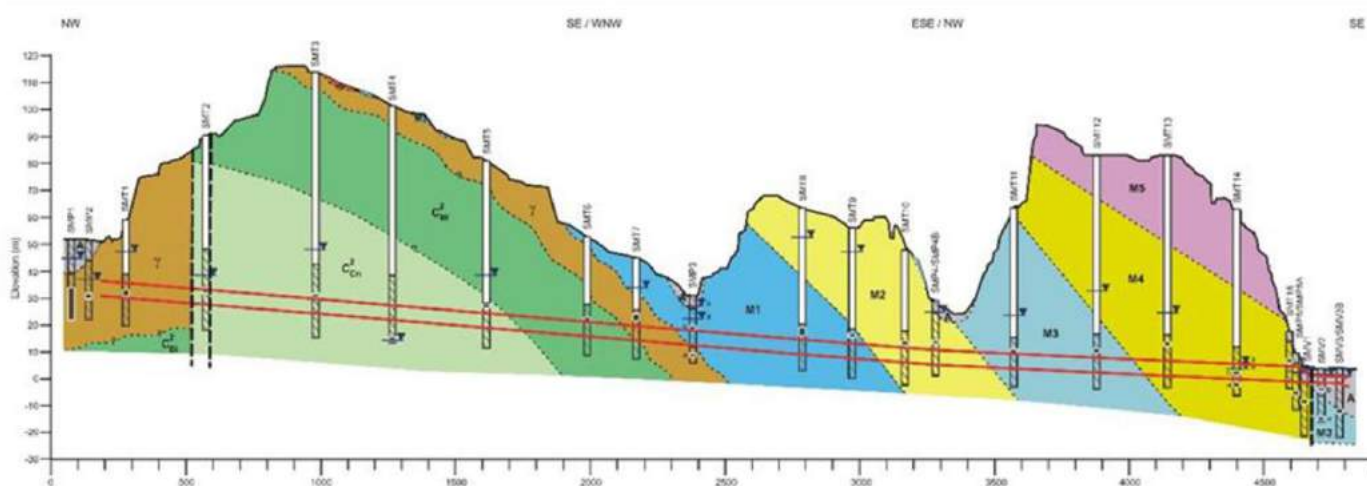


Figura 13 - Perfil geológico interpretativo do TMSA com as sondagens realizadas (Fonte: LNEC, 2017)



Figura 14 - Carotes retiradas das sondagens, com as diferentes camadas atravessadas, ao longo do traçado dos túneis (Fonte: LNEC, 2017)

Em algumas zonas de atravessamento das colinas de Lisboa o túnel tem cerca de 70 metros de profundidade, pelo que se realizaram as sondagens mais profundas, em contínuo, que nunca tinham sido feitas até agora. Desta forma, o conhecimento do subsolo da cidade aumentou substancialmente com este projeto.

O levantamento de campo das infraestruturas existentes foi mais complicado de realizar, por vezes impossível face ao funcionamento das mesmas. No entanto, foram solicitados todos os cadastros, atualizados, a todas as concessionárias de subsolo e às entidades que têm infraestruturas relevantes nas redondezas: ML, Carris, APL, entre outras.

Através da leitura de bibliografia especializada, foi possível detetar uma possível existência da muralha Fernandina junto à saída do Túnel TMSA, no Beco do Belo. Deste modo, procedeu-se à realização de uma campanha de prospeção arqueológica no intuito de detetar antecipadamente o objeto arqueológico e

preparar adequadamente as medidas a tomar durante a construção de forma a o preservar. Na Figura 15 é possível observar as escavações arqueológicas realizadas na fase de preparação do concurso.



Figura 15 - Prospeção arqueológica realizada previamente ao lançamento do concurso (fonte: EPPGDL)

Como complemento dos estudos de engenharia hidráulica urbana realizados pelo projetista, foram preparados e testados dois modelos distintos, a escala reduzida (1:13) para perceber melhor o funcionamento dos poços de vórtice (Figura 16) e da bacia antipoluição de Campolide (entrada do TMSA – Figura 17). Estes modelos reduzidos foram realizados pela equipa de Hidráulica do LNEC, que os testou em diversas situações possíveis. Como resultado, conclui-se que o desenvolvimento do vórtice deveria ter uma maior inclinação do que a inicialmente prevista por forma a não “afogar” a entrada a montante. Todos estes trabalhos e estudos foram disponibilizados em conjunto com o projeto preliminar realizado, por forma a servirem de referência para as propostas que foram apresentadas no concurso.

É de destacar que a Câmara de Lisboa, e a Equipa de Projeto que presidiu à preparação do concurso, desenvolveu todos os esforços, possíveis e adequados, por forma a recolher e tratar a informação considerada mais relevante para a preparação da obra. Desta forma, o risco associado ao desconhecimento do que possa ser encontrado durante a construção foi minimizado, pese embora exista sempre um fator de risco que não é possível eliminar neste tipo de obras, previsivelmente incertas.

Não sendo possível eliminar totalmente, esse risco geotécnico (e não só) terá de ser gerido em obra, na fase de construção, da forma mais adequada e atempada.

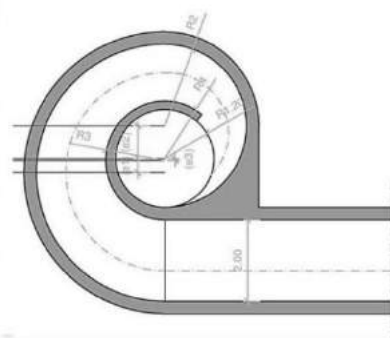
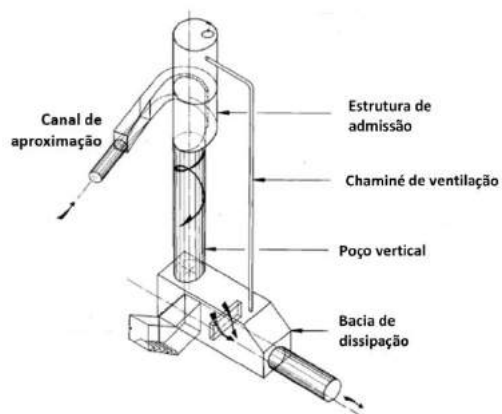


Figura 16 - Representação esquemática da queda em vórtice e modelo a escala reduzida realizado no LNEC (2017) (Fonte: EPPGDL)

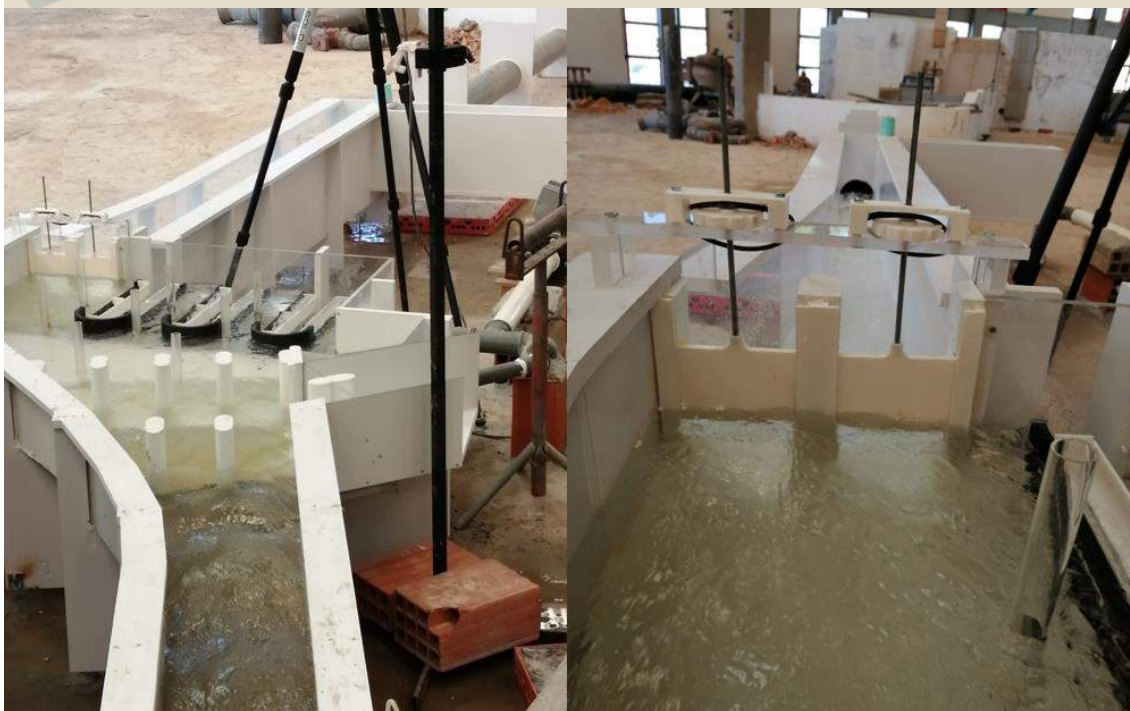
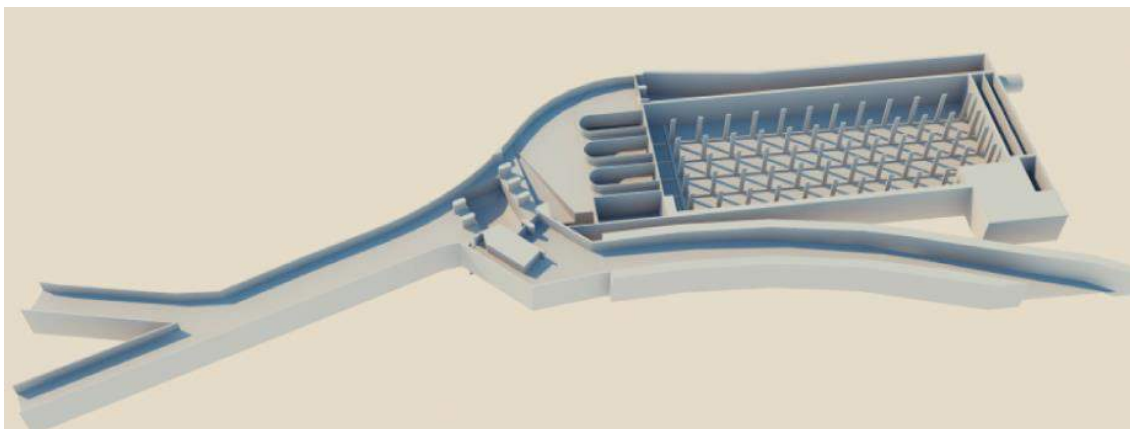


Figura 17 - Representação esquemática da Bacia Antipoluição e modelo a escala reduzida realizado no LNEC (2017/2018) (Fonte: EPPGDL)

4.2 CONCURSO(S) PÚBLICO(S)

Este procedimento concursal foi lançado ao abrigo do n.º 3 do art.º 43 do Código dos Contratos Públicos (CCP, versão 2017) em regime de conceção-construção, *i.e.*, o Dono de Obra é responsável por preparar as bases do projeto (neste caso, designado como Programa Preliminar, muito robusto), enquanto o adjudicatário tem a responsabilidade de desenvolver o Projeto de Execução e, depois, construir. O pagamento será efetuado por preço global, das atividades efetivamente realizadas.

O primeiro concurso público foi preparado entre 2016 e 2017, tendo sido sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental que deu parecer positivo em outubro de 2017. Na sequência, foi lançado o primeiro concurso ainda em 2017, mas ficou “deserto” (nenhuma das propostas apresentadas era passível de adjudicação, pois apresentavam valores superiores ao preço base, que é o valor máximo admissível no concurso). Assim, foi deliberado pela Câmara Municipal de Lisboa em reunião de câmara extraordinária de 21 de dezembro de 2018, não adjudicar a 1ª empreitada.

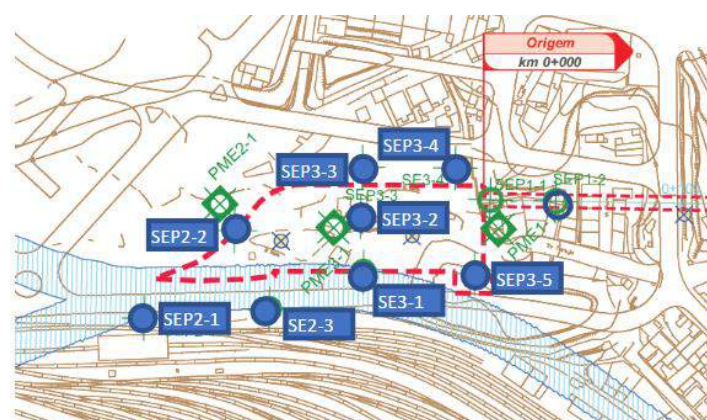
Face à premência da intervenção preconizada com a construção dos referidos túneis de drenagem, foi preparada nova empreitada n.º 18/CPI/EPPGDL/18 - “Empreitada de Execução dos Túneis de Drenagem da cidade de Lisboa e Intervenções Associadas”, que foi submetida e aprovada em nova reunião de câmara no dia 25 de julho de 2019. O Concurso era muito semelhante ao anterior, só que com um preço base superior, e foi lançado na plataforma eletrónica no dia 30 de setembro de 2019, tendo sido posteriormente adjudicado ao consórcio MOTA-ENGIL/SPIE BATIGNOLLES, cujo contrato foi assinado no dia 28 de abril de 2021.

Mas ainda não existia luz verde para avançar com o contrato, já que todo o processo teve ainda de passar pela aprovação do tribunal de Contas Português, que deu o seu aval no dia 28 de julho de 2021. Finalmente, o contrato iniciou-se no dia seguinte.

Sendo um procedimento em que o Dono da Obra não apresenta o Projeto de Execução na fase de concurso, mas só um Programa Preliminar, sendo da responsabilidade do adjudicatário efetuar o Projeto de Execução, este tem um prazo contratual de até 6 meses para elaborar o projeto. É nesta fase que estamos atualmente.

4.3 EXECUÇÃO (EM CURSO)

A fase de execução do contrato acabou de se iniciar, com a preparação das bases do projeto e a realização de trabalhos de reconhecimento de campo complementares. Presentemente, já se encontra em execução a **primeira fase da campanha complementar de sondagens e ensaios laboratoriais** (ver Figuras 18 e 19, sondagens na Zona TM1 de entrada do TMSA e Bacia Antipoluição).



Legenda:

- - Por executar: 3 unidades (SEP1-1 (PME1-1), SEP1-4, SEP1-5)
- - Em execução: 1 (SEP1-2)
- - Executado: 8 unidades (1ª SEP2-2, 2ª SEP3-3, 3ª SEP2-1, 4ª SEP2-2, 5ª SE2-3, 6ª SE3-1 (nova SEP3-1), SEP3-5, SE3-4)



Figuras 18 e 19 - Campanha de sondagens complementares na zona TM1; Acompanhamento dos trabalhos de campo pela EPPGDL (Fonte: EPPGDL)

Pretende-se desta forma confirmar os elementos geológico-geotécnicos disponibilizados no concurso.

Até ao momento a informação obtida parece estar em linha com o inicialmente previsto, mas a campanha ainda vai no início e terá de se aguardar pelo seu desenrolar para se validar os pressupostos do concurso (ou não). Estamos convictos que sim, mas temos consciência que estas obras geotécnicas realizadas em meio urbano por vezes trazem surpresas que não são possíveis de antever, pelo que temos de estar preparados para adaptar o que for necessário, de forma tecnicamente sustentada, de modo a continuar a atingir o objetivo principal deste grande projeto: conduzir as águas pluviais torrenciais diretamente para o rio, sem causar inundações nem danificar bens (ou mesmo, pessoas).

O projeto está a ser **desenvolvido com recurso a metodologia BIM** (Building Information Modelling), que acompanhará também a fase de construção e, posteriormente, de manutenção da obra ao longo do seu ciclo de vida. De acordo com a série de normas portuguesas NP EN ISO 19650, BIM (*Building information Modelling*, Modelo de Informação da Construção) refere-se a uma metodologia de gestão de informação num empreendimento de construção que visa obter benefícios através da correta especificação e fornecimento da informação suficiente e necessária a cada entidade participante em cada fase de desenvolvimento do empreendimento (projeto, construção e exploração), utilizando as tecnologias adequadas ao efeito. Nesse contexto, a norma define BIM como o uso de uma representação digital dos ativos da construção de modo a facilitar o projeto, a construção e a operação e para formar uma base fidedigna para apoio à decisão. Até à data a maturidade do modelo ainda não permite retirar toda a sua potencialidade, mas o trabalho tem sido desenvolvido de forma colaborativa com todos os intervenientes no processo: Dono de Obra, Empreiteiro e Fiscalização. Isto tem permitido evoluir (e aprender) numa área ainda em fase embrionária em Portugal, onde a curva de aprendizagem ainda está em franca evolução e que por isso obriga a uma constante adaptação.

Na Figura 20 representa-se a zona TM2 do projeto retirada do modelo já desenvolvido, ainda preliminar, com a passagem do túnel em profundidade no meio da cidade (Av. Da Liberdade) e a representação dos edifícios e dos poços de vórtice que conduzem as águas superficiais ao túnel de drenagem.

IMAGEM MODELO 3D ESTUDO P04-TM2

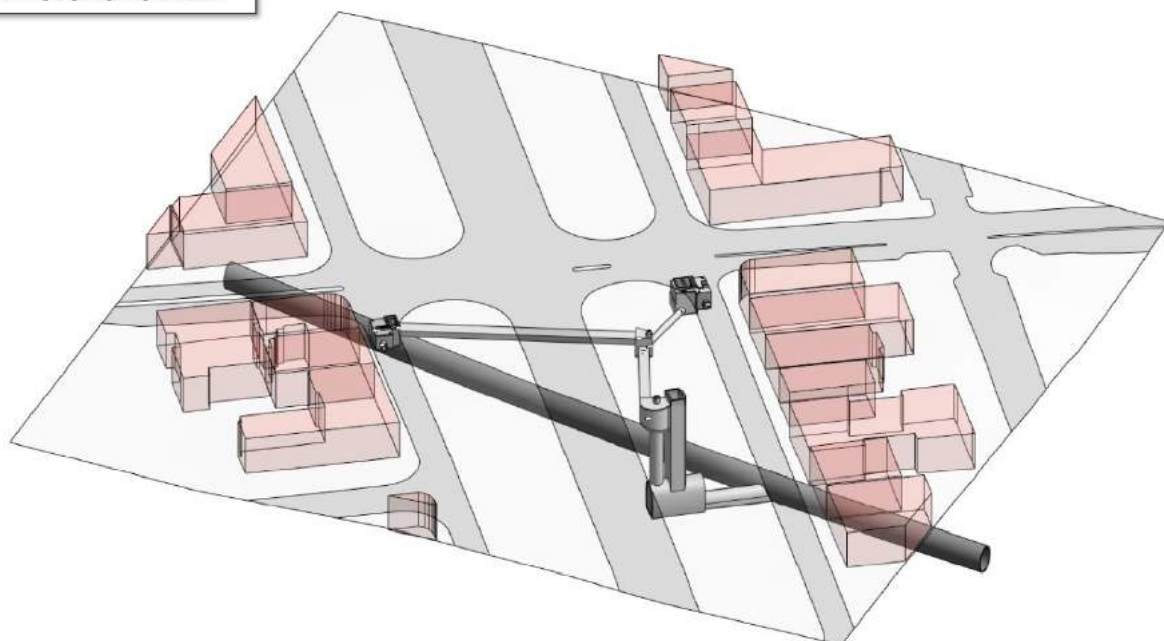


Figura 20 - Modelo 3D da zona TM2, trabalhado no Revit (versão *draft*, retirada da apresentação elaborada pelo adjudicatário Mota Engil/Spie Baptignolles)

Presentemente o projeto de execução decorre com grande rapidez, envolve diversas especialidades e terá de merecer a aprovação do Dono de Obra antes de ser remetido para análise na Agência Portuguesa do Ambiente. Só depois será possível iniciar as obras no terreno, espera-se que no início de 2022.

5 CONCLUSÃO

O Plano Geral de Drenagem de Lisboa PGDL 2016-2030 é o documento estratégico da cidade de Lisboa para a área de saneamento, e a sua maior obra será materializada em breve com a empreitada dos túneis de drenagem de Lisboa.

Todas as obras previstas no PGDL pretendem, em conjunto, proteger Lisboa contra as inundações causadas por chuvadas intensas e, deste modo, preparar a cidade para um futuro sustentável através da mitigação das consequências das alterações climáticas expressas por eventos pluviais extremos, cada vez mais frequentes e de magnitudes elevadas.

Neste artigo pretendeu-se atualizar o estado da arte deste grande projeto, que ainda está no seu início (apesar de já ter alguns anos de preparação).

Os desafios técnicos são enormes e entusiasmantes (desde a passagem sobre e sob as galerias do metropolitano de Lisboa, por baixo das fundações de edifícios a pouca profundidade, até o atravessamento dos muros-cais na entrega ao rio Tejo), mas o maior desafio de todos é conseguir conjugar os esforços de todos os intervenientes (dono de obra, projetista, construtor, fiscalização) por forma a terminar a obra no prazo e em segurança, garantindo a sua funcionalidade em situação de grandes chuvadas: esta obra está dimensionada para a chuvada com período de retorno de 100 anos e servirá para proteger a cidade por muitos mais.

6 AGRADECIMENTOS

São muitas as entidades e pessoas envolvidas neste projeto, desde o seu início (2008), que merecem o nosso agradecimento pelo esforço e dedicação. Não conseguindo destacar todas, fazemos referência aos colegas que pertencem a esta equipa EPPGDL e aos que já pertenceram, mas que se reformaram ou que transitaram para a Tejo Atlântico, e lembramos saudosamente os colegas que tanto contribuíram e já não se encontram entre nós, Eng.^o Arnaldo Pego e Eng.^a Maria do Céu Monteiro.

Agradecemos ao consórcio Mota Engil/Spie Baptignolles a autorização para apresentar a modelação BIM por eles realizada.

REFERÊNCIAS

- [1] CUPIDO, C.; FRAZÃO, A.; OLIVEIRA, A.; PROENÇA, S.; FERREIRA, J.S.; BOTELHO, P.; **Bacia retenção /anti-poluição, infraestrutura multifuncional na gestão das águas pluviais na cidade de Lisboa; Encontro Nacional de Entidades Gestoras de Água e Saneamento – ENEG 2019**, Ílhavo, Portugal.
- [2] DRAINAGE SERVICES DEPARTMENT / HONG KONG WEST DRAINAGE TUNNEL [on-line], <https://www.dsd.gov.hk/others/HKWDT/eng/background.html> (acedido a 10 de junho de 2021).
- [3] FERREIRA, J.S.; PGDL 2016-2030: **Plano Geral de Drenagem de Lisboa**. Revista APDA #20; março 2021, pp 59-65.
- [4] GOMES, T.A.; VIEIRA, G.D.; **Microtunneling project in Lisbon – From Design to Construction; Seminário de Escavações em Meio Urbano**, Academia de Ciências de Lisboa, 5-6 dezembro 2019.
- [5] LNEC; **Estudos Geológicos e Geotécnicos no âmbito do Plano Geral de Drenagem de Lisboa** (2017).
- [6] MATOS, J. S.; MONTEIRO, A.; GUERREIRO, A.; FERREIRA, F.; BRAUNSCHWEIG, F.; SIMÕES, J.; FERNANDES, Z. (2015). Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030. Lisboa.

PROCESSO DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS PELA ÓTICA DO *NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD* (NATM) – RODOVIA DOS TAMOIOS (SP - 099)

S. Levi, DSc

UFF – Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, Brasil

A.E. Lucas

UFF – Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, Brasil

Resumo: A escolha do método para escavação de túneis é determinada pelo projeto de traçado e pelo tipo de solo ou rocha encontrados em cada região. No entanto, o método de escavação está ligado diretamente a velocidade desejada para execução do serviço e ao tipo de material encontrado. Esses dois fatores regem o estudo de viabilidade, porque o método mais rápido dificilmente será o mais econômico e sustentável. A escolha equivocada do método poderá acarretar uma manutenção mais onerosa para o projeto na sua totalidade, que engloba a execução, acabamento e manutenção. Este trabalho avaliou e compilou as características do “*New Austrian Tunneling Method*” (NATM), tal como suas etapas de execução e aplicação prática na Rodovia dos Tamoios (SP 099) trecho ascendente, no município de Caraguatatuba/SP, resultando em uma análise que demonstra ser uma alternativa eficiente, sustentável e economicamente viável na construção de túneis, primordialmente rodoviários e ferroviários, posto que o cenário nacional tem grande potencial de crescimento no segmento de infraestrutura de transporte.

1 INTRODUÇÃO

Os túneis são construções que acompanham de forma cronológica e direta o desenvolvimento da humanidade. Conforme Mascarenhas (2014), os túneis são uma das obras mais antigas realizadas pelo ser humano. Segundo Travagin (2012) muito antes da eclosão demográfica na época da Revolução Industrial, com um movimento muito grande entre o campo e grandes centros, os túneis foram obras de engenharia capazes de resolver muitos problemas da época. Moreira (2006) cita a existência de indícios em civilizações antigas que revelam a utilização de obras subterrâneas para a construção de tumbas, canais de irrigação e minas a partir do Período da Pedra Polida, além de obras da Roma Antiga em túneis para a condução de esgoto e de abastecimento de água, o que configura uma evolução dos povos antigos a partir do desenvolvimento de obras de engenharia. Com a relação profunda entre quesitos técnicos e econômicos, aos quais são somadas as questões de segurança e meio ambiente, emergiu a necessidade de tratar tais obras subterrâneas com maior rigor científico e tecnológico. Isto acabou resultando em uma mudança na filosofia de construção de túneis, que deixou de ter um caráter meramente empírico para assumir características mais analíticas e quantitativas (TRAVAGIN, 2012).

O *New Austrian Tunneling Method* (NATM) não é um método novo e já vem sendo observado desde a década de 1960. Este nome, inclusive, foi dado para diferenciá-lo de outros métodos. O método também foi conhecido como Método de Escavação Sequencial e Método de Revestimento de Concreto Projetado. Até o momento não foi identificada norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para o NATM em relação a construção. As normas encontradas que se referem à túneis são as normas ABNT NBR 15981/2011 – “Sistemas de segurança contra incêndio em túneis – Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis”, a ABNT NBR 15775/2009 – “Sistemas de segurança contra incêndio em túneis – Ensaios, comissionamento e inspeções” e a ABNT NBR 5181/2013 – “Sistemas de iluminação de túneis – Requisitos”. Estas normas não auxiliam na etapa da escavação.

2 APLICAÇÃO DO NATM NO BRASIL – CASO HISTÓRICO

O caso prático refere-se a um trecho de ampliação da Rodovia dos Tamoios – SP099 próximo a cidade de Caraguatatuba/SP. É um empreendimento arrojado, pois lida com desafios ambientais, geológicos e de engenharia, que o torna bastante complexo.

O projeto ambiental foi muito detalhado porque aproximadamente 85% da obra está inserida no Parque Estadual da Serra do Mar, que é a maior unidade de conservação de toda a Mata Atlântica. O trecho ascendente é constituído por túneis e viadutos para gerar um menor impacto ambiental possível, evitando supressão vegetal pelos taludes de cortes e aterros.

Os 4 túneis rodoviários que totalizam 12,8 quilômetros de extensão, contém o maior túnel rodoviário do país, com 5.556 metros, cujo traçado se observa na Figura 1, e ainda pontes e viadutos que somam 2,6 quilômetros de extensão. Em toda a obra, serão utilizados 285.000 metros cúbicos de concreto e 7.000 toneladas de aço CA-50.

A previsão é movimentar cerca de 1,9 milhões de metros cúbicos de material proveniente das escavações dos túneis, que a partir de análise em laboratório, serão reaproveitados, na medida do possível, na produção de agregados para concreto, aterros e pavimentação.



Figura 1 - Traçado do novo trecho em vermelho e traçado antigo em amarelo.

Fonte: Construtora Queiroz Galvão (2019).

2.1 DEFINIÇÃO DO TRAÇADO

O primeiro passo no empreendimento foi realizar o levantamento topográfico da região para definir qual seria o melhor traçado geométrico do trecho. O local é formado por diversos vales e montanhas de difícil acesso, então o levantamento topográfico foi realizado através de informação de satélites e drones para a obtenção de informação geográficas mais precisas.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA

Após a definição do traçado, foi necessário realizar estudo sobre os maciços a serem escavados. Esta etapa foi realizada através de sondagens a percussão conforme especificações da NBR 6484 da ABNT, e em caso de impenetrabilidade, o furo continua através do método rotativo até a profundidade

preestabelecida. Para a elaboração dos perfis geológicos, foram realizadas sondagens mistas com sondagens rotativas para regiões em rocha e sondagens à percussão SPT (*Standard Penetration Test*) para regiões em solo. Esta etapa representa um alto custo na fase do projeto e por isso todas as sondagens receberam uma padronização no limite da profundidade de até 70 metros, viabilizando economicamente a caracterização. Em alguns trechos, o recobrimento do maciço até o início da abóboda do túnel chegou a 400 metros, distância que torna impraticável o serviço de acordo com as premissas estabelecidas. Desta forma, estimou-se a classe de rocha de acordo com as sondagens realizadas, auxiliando na elaboração do perfil longitudinal detalhado de cada um. Conforme o túnel era escavado e as frentes de serviço avançavam, realizava-se o chamado furo tático com amostragem para definir de forma mais detalhada o perfil das rochas que seria encontrado mais à frente, uma vez que as sondagens não forneciam segurança suficiente sobre a caracterização de cada maciço. Este furo se assemelha à uma sondagem, e garante o tipo de rocha encontrada, possibilitando alocar de forma exata todos os equipamentos para a escavação da seção em específico. Os furos táticos com amostragem foram feitos analisando os 20 metros sucessores das frentes de serviço, o que garantiu uma ótima margem de segurança, considerando que o avanço pelo NATM é lento devido a heterogeneidade dos maciços naturais. Os furos táticos também têm muita importância na definição das regiões que possuem planos de falhas e descontinuidades das rochas, propiciando uma tomada de ação preliminar no que tange o tratamento do maciço, evitando possíveis desabamentos, *overbreaks* e *underbreaks* exagerados.

O Túnel 1, por exemplo, necessitou de constantes atualizações na compartimentação geológica a partir dos furos táticos, pois se encontrava em uma região com rochas de baixa resistência e difícil acesso das sondagens.

Os emboques do Túnel 1 consistiam basicamente de rochas de classe IV, com RMR variando entre 15 e 35. Já ao longo do túnel, encontrou-se rochas de classes II e III, de qualidade boa, e RMR em torno de 70.

2.3 PLANO DE FOGO

Os planos de fogo utilizados na escavação dos túneis da Rodovia dos Tamoios seguiram especificações e distribuições de furos de acordo com o tipo de seção adotado, e levando em consideração também o perfil geológico-geotécnico previamente caracterizado.

O equipamento utilizado para realizar os furos, é uma perfuratriz eletro-hidráulica rotopercussiva, popularmente chamada de "Jumbo". Ela possui duas ou três lanças de perfuração que seguem um plano de fogo pré-estabelecido. A lança de perfuração alcança até 5,8 metros e pode ter diâmetro variável de acordo com o bit colocado em sua extremidade, peça metálica de concavidade pré-definida de acordo com a dureza da rocha, "botões" responsáveis pela fragmentação da rocha, e orifícios para a passagem de água em alta pressão (responsável pela limpeza dos detritos gerados no fundo do furo).

O bit é constantemente afiado, pois na perfuração de rochas ocorre grande desgaste dos botões. O desgaste provoca uma perda de eficiência na perfuração, e por este motivo, a manutenção desta peça deve ser bem planejada, porque possui alto custo e pode impactar no custo total do empreendimento.

Os planos de fogo foram projetados através de um software da fornecedora do Jumbo chamado T-CAD, ilustrado na Figura 2. As informações topográficas da seção transversal e geológicas do maciço são inseridas no software modelando um plano de fogo personalizado para cada seção. Tanto o T-CAD como o Jumbo possuem interface direta com o Estação Total, isso possibilita que os furos sejam realizados exatamente na posição programada pelo sistema. Através do *software* o furo era dimensionado com a profundidade, diâmetro e quantidade de explosivos necessária para o desmonte.



Figura 2 - Software T-CAD com o plano de fogo desenvolvido para uma determinada seção. Fonte: Manual Sandvik (iSURE™ SOFTWARE DRILL AND BLAST INTELLIGENCE).

Mesmo sendo automatizado, o Jumbo também permite a intervenção manual do operador. Ao final da perfuração do plano de fogo, o Jumbo gera um relatório com as informações precisas de cada furo, indicando se houve algum erro em relação a profundidade, ângulo de entrada e diâmetro do furo.

As detonações são acompanhadas por um Blaster, responsável pelo planejamento e análise de riscos do uso de explosivos. A participação deste profissional tem caráter obrigatório em qualquer atividade que lide com desmonte de rochas a partir de detonações à fogo, tal como em pedreiras ou escavações de minas, assim como preconiza a NR 19.

Uma boa detonação ocorre existindo uma face livre capaz de potencializar a fratura da rocha, gerando trincas radiais e fissuras que darão sequência ao desmonte da rocha. Portanto, as detonações não podem ocorrer ao mesmo tempo, sendo necessário gerar faces livres subsequentes para o restante dos furos.

A detonação dos túneis da Rodovia dos Tamoios ocorreu a partir do acionamentos consecutivos de espoletas em um intervalo de 25 milissegundos, e possuíam a sequência a seguir: ao carregar totalmente a seção a ser detonada, a frente de serviço era desmobilizada e o túnel precisava ser completamente evacuado para não gerar riscos à vida humana; Do lado de fora do túnel, era acionada uma caneta iniciadora, que emitia energia através do fio de propagação chamado *leadline*; Esse fio oco transmitia energia a partir de um gás interno até o cordel NP 40 com velocidade de propagação de 7.500m/s; O cordel por sua vez acionava as espoletas, que eram responsáveis por garantir diversos tempos de detonação, evitando que a explosão ocorresse de uma só vez. Especificamente nos túneis do caso prático, foi utilizado ainda um *booster*, com a função de potencializar o impacto garantindo assim, o acionamento da emulsão. A quantidade de emulsão introduzida em cada furo foi dimensionada a partir da classificação das rochas e do quanto de avanço era previsto para cada ciclo de escavação. Um exemplo de montagem na face da seção a ser escavada pode ser observada na Figura 3.

A ordem de detonação seguiu a concentração de carga que se dá no centro da seção onde fica localizado o pilão, cuja tendência de deslocamento das demais explosões era para esse mesmo centro, garantindo uma detonação mais eficaz a partir da desagregação completa das rochas, com as demais explosões ocorrendo no contorno do túnel e na sapateira.

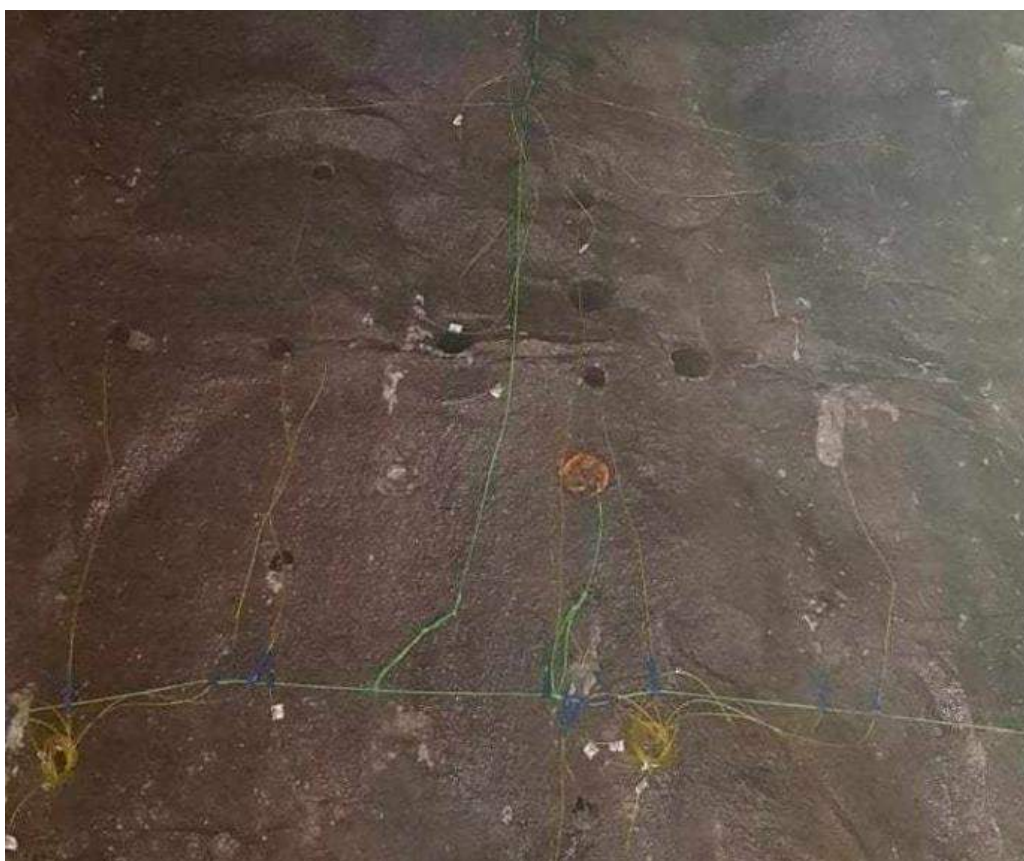


Figura 2 - Explosivos e equipamentos auxiliares instalados no pilão (centro) para a detonação. Fonte: Construtora Queiroz Galvão.

2.4 LIMPEZA

Após a detonação, com um potente sistema de ventilação, os gases tóxicos gerados pelos explosivos eram expulsos. Para verificação da eficiência do processo um profissional responsável pela segurança do trabalho utilizava um detector de gases para garantir que a frente de serviço estava segura para as próximas atividades do ciclo de escavação.

Com a frente liberada, era realizado o bate-choco mecanizado, feito rompedores hidráulicos implementados em escavadeiras, e de pás carregadeiras, que transportavam para fora do túnel os blocos de rochas. Após essa limpeza mecânica ocorria o bate-choco manual realizado por colaboradores com talhas e martelões pneumáticos, que retiravam os blocos menores de rochas que corriam o risco de se desprender do maciço, deixando a seção completamente livre e segura para o próximo carregamento. Nesta fase de bate-choco manual com o auxílio de uma plataforma elevatória, eram retirados também os *underbreaks*, rochas sobressalentes ao gabarito da seção que não foram desagregadas por insuficiência da detonação. Exemplos na Figura 4. Os *underbreaks* são comumente evitados a partir de um dimensionamento preciso dos explosivos, porque geram atraso no ciclo de escavação, uma vez que o desmonte de rocha a frio, feito manualmente, é mais demorado.



Figura 4 - Bate choco manual retirando pequenos volumes de rochas fraturadas. Fonte: Construtora Queiroz Galvão (2019).

2.5 DRENAGEM

A drenagem dos túneis é de suma importância para o processo de escavação, pois está diretamente ligada à estabilidade do maciço. O maciço possui um grande volume de água confinado, que com as consecutivas detonações começam a percolar para o gabarito da seção do túnel escavado, gerando por vezes, verdadeiros escoamentos com uma alta concentração de água. Esta concentração em alguns pontos, gera instabilidades na estrutura, com pontos de tensão elevados. A fim de evitar possíveis desmoronamentos foram utilizadas micro calhas, como na Figura 5, chamadas de *drainpacks*, que direcionam o caminho a ser percorrido pela água até as canaletas dos bordos da pista para seu devido escoamento. O *drainpack* era pregado no maciço identificando pontos críticos de concentração de água, e aderido ao mesmo através de argamassa via seca. Após o período de construção dos túneis, os *drainpacks* também serão úteis na fase de operação. Além das micro calhas, foram previstos drenos sub-horizontais profundos (DHPs) de acordo com avaliação das reais condições do maciço, feitas pelo ATO da obra.



Figura 5 - Drainpacks instalados gerando um caminho para água. Fonte: o Autor (2019).

2.6 CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado é uma das primeiras etapas no tratamento dos maciços após a detonação. Nos túneis avaliados o concreto possuía um F_{CK} de 25 MPa divididos em duas camadas.

O revestimento primário utilizou cimento CP V de alta resistência inicial e aditivos superplastificantes e de pega. Fibras metálicas foram utilizadas para diminuir a possibilidade de fissuração por retração. Apesar do alto custo, fibras metálicas foram utilizadas em alternativa às telas metálicas eletrossoldadas porque tornaria a aplicação muito lenta em razão de serem moldadas manualmente à forma do maciço, além de tornar o processo exposto à erros humanos. As fibras metálicas foram adicionadas ao concreto na usina, sem riscos de alteração do traço e a projeção foi feita por um robô de projeção, aumentando a produtividade na fase de tratamento primário dos túneis. A redução de tempo e erros compensa o custo com a utilização de fibras metálicas. O mangote do robô de projeção possuía abertura suficiente para permitir a passagem das fibras metálicas e feito por via úmida, evitando possíveis erros humanos. A pressão foi controlada a fim de evitar o efeito de reflexão do concreto projetado, que é o efeito de se desprender do maciço devido à alta pressão de impacto.

O revestimento secundário teve a espessura definida de acordo com a classificação do maciço rochoso, então as camadas mais espessas do concreto projetado foram utilizadas em maciços com uma classe de rocha de qualidade baixa. Analogamente, maciços rochosos de melhor qualidade recebiam uma camada menos espessa. Nesta segunda camada foram utilizadas fibras de polipropileno. A motivação foi a possibilidade de um eventual incêndio dentro do túnel durante a sua operação. O concreto quando exposto a altas temperaturas provoca o efeito *spalling*, que é uma explosão repentina e brusca, que lança grandes pedaços de concreto, colocando em risco pessoas e bens materiais próximos. A microfibras de polipropileno é incorporada ao concreto e com o aumento brusco de temperatura carbonizam, formando capilares de drenagem, direcionando o vapor de água formado pelo calor. Caso o concreto não resista ao incêndio, não irá se quebrar de forma explosiva, apenas irá desagregar em pequenas lascas, oferecendo menos risco aos usuários. A microfibras de polipropileno não influencia na resistência mecânica do concreto e melhora a durabilidade. Exemplo da fibra de polipropileno utilizada pode ser observada à direita na Figura 6.

O controle da espessura das camadas de concreto foi feito com o auxílio da equipe de topografia. A partir da utilização do Estação Total, se verificava as informações topográficas reais e as convergia para as informações topográficas de projeto do gabarito de cada seção transversal. Desta forma, era possível marcar com tinta, áreas de *overbreaks* a serem preenchidas com concreto projetado e com o auxílio de uma barra metálica cravada no maciço, se utilizava um gabarito em forma de "S", indicando até que ponto a área deveria ser concretada para coincidir com o gabarito da seção, a tornando praticamente uniforme.



Figura 6 - Fibras de polipropileno à direita utilizadas nos traços de concreto projetado.
Fonte: o Autor (2019).

2.7 CAMBOTAS METÁLICAS

As cambotas metálicas foram utilizadas como na Figura 7, onde se encontram classes de rochas de baixa resistência em trechos com pouca cobertura superficial do maciço. É um elemento de suporte estrutural que tem como função suportar as cargas do terreno quando o auto suporte é reduzido em conjunto com o concreto projetado. As cambotas metálicas treliçadas apresentavam formato de arco e acompanham a abóboda da seção do túnel, e funcionavam escorando parcialmente os empuxos provenientes das deformações do maciço, transferindo a carga para o piso do túnel.



Figura 7 - Trecho de túnel escavado em meia seção com a utilização de cambota metálica. Fonte: o Autor (2019).

2.8 TIRANTES E ENFILAGENS

Os tirantes têm a função de sustentação para um possível desprendimento de blocos de rochas, e criam uma zona de resistência acima da abóboda do túnel. Na obra a inserção de tirantes foi realizada em todos os túneis e em todos os trechos, como garantia de suporte. A execução dos furos pode ser observada na Figura 8.

Com o auxílio do Estação Total, era marcado o local exato onde os tirantes deveriam ser colocados de acordo com informações de projeto. A seguir, o Jumbo executava os furos. A quantidade e espaçamento dos tirantes variava de acordo com a classificação do maciço em cada trecho, mas o processo de execução era igual em todos os casos. Após a perfuração, os tirantes eram introduzidos e fixados ao maciço com o auxílio de uma resina.

A enfilagem tubular injetada de aço constitui outro elemento de suporte, mas que não foi utilizado em todos os túneis da obra. Os trechos que possuíam uma classificação rochosa de baixa resistência, ou com presença de solo, ganharam este tratamento extra, ou seja, as enfilagens eram introduzidas para gerar suporte no trecho seguinte, antes da detonação da seção. Dotadas de válvulas manchetes, possibilitavam a introdução de argamassa no maciço com alta pressão, criando uma camada capaz de suportar o peso acima de sua estrutura.

Na Figura 9, é possível visualizar as enfilagens introduzidas antes da próxima detonação no ciclo de escavação (trecho azul), com detalhe também para marchavantes (trecho vermelho), elementos similares aos tirantes, mas que reforçavam a zona de resistência entre as sessões de enfilagem, além do núcleo de rocha deixado ao centro da seção (trecho verde), que ajudava na sustentação da mesma na execução de tratamento e suporte preliminares.



Figura 8 - Perfuração para aplicação de tirantes pelo Jumbo.
Fonte: Construtora Queiroz Galvão (2019).



Figura 9 - Detalhe de seção com suporte executado. Fonte: o Autor (2019).

2.9 REUTILIZAÇÃO DO MATERIAL DA ESCAVAÇÃO

Considerando a extensão total dos túneis e sua grande área de seção transversal, o volume de material a ser escavado era muito grande, a previsão era de 1,9 milhões de m³ de material proveniente das escavações. Este material foi reutilizado na produção de agregados para os diferentes traços de concreto utilizados na obra e para serviços de pavimentação e terraplenagem. Amostras do material retirado foi analisada com frequência para testes e ensaios de resistência e abrasão, a fim de verificar a qualidade do material para utilização como agregado. Isso permitiu grande economia na produção de concreto e possibilitou a amortização do Diagrama de Brückner, uma vez que esses materiais não precisaram de bota fora. A figura 10 mostra dois britadores industriais instalados no canteiro de obras.



Figura 10 - Britador industrial no canteiro de obras. Fonte: o Autor (2019).

2.10 REAPROVEITAMENTO DA ÁGUA

A obra está situada no Parque Estadual da Serra do Mar, sendo a maior unidade de preservação da Mata Atlântica existente, então o aspecto ambiental foi de grande importância. Os maciços rochosos possuíam uma grande quantidade de água confinada e o Jumbo também trabalhava com jatos de água de alta pressão, o que acarreta um grande consumo. Para o reaproveitamento da água, foram instaladas duas estações de tratamento de água.

O detalhe é que, em algum momento, o túnel terminaria de ser escavado, além disso, o volume de água oriundo dos maciços era maior do que o utilizado pelo equipamento. Ou seja, o volume de água reutilizado era menor do que o volume de água captado. Por isso, a água tratada chegou a um nível de 100% de potabilidade, algo superior às próprias empresas distribuidoras de água potável na região sudeste, parâmetros inéditos na construção civil. Dessa forma, a água possuía condições de ser devolvida ao meio ambiente, em rios próximos da região, sem contaminar seu meio.

3 CONCLUSÃO

O crescimento econômico e populacional traz a necessidade da implementação de novos caminhos para mobilidade humana. Os caminhos subterrâneos são uma opção importante quando a superfície está saturada ou apresenta dificuldades topográficas. O NATM é um método consolidado e é uma boa alternativa para execução de túneis, devido a versatilidade e conseguir lidar com condições geológicas muito heterogêneas. Por não se tratar de um método mecanizado, reduz bastante o custo de escavação e como não possui dimensões de seção fixa, pode se adequar ao formato necessário.

O avanço tecnológico tem tornado as questões de segurança cada vez mais robustas, propiciando maior conforto e redução de riscos de desmoronamento dos maciços, bem como o controle preciso dos abalos sísmicos da região, com a utilização de instrumentação a partir de sismógrafos, que realizam a leitura das ondas mecânicas propagadas pelas detonações e perfurações. O NATM é um método que utiliza mão de obra em conjunto com recursos tecnológicos, permitindo um custo total competitivo frente à complexidade encontrada nas escavações.

O processo de escavação de túneis é complexo e o NATM tem muitos detalhes, a proposta deste artigo foi descrever de forma compacta, mas com bom grau de detalhamento as principais características do método, bem como apresentar um exemplo prático no Brasil, que ajudará a consolidar a absorção do conhecimento teórico.

Grande parte das informações utilizadas neste trabalho, de extrema relevância para o mesmo, foram cedidas pela Construtora Queiroz Galvão, executora da obra objeto do caso histórico, na pessoa do Engenheiro Civil Pedro Paulo dos Anjos.

REFERÊNCIAS

- [1] AMARAL FILHO, Epaminondas Melo do. **Tecnologia de Concreto Aplicado a Revestimento de Túneis. 1º Simpósio sobre Túneis Urbanos**, TURB, ABGE, São Paulo, 1995.
- [2] ASSIS, A. P., 2002. **Mecânica das Rochas: obras subterrâneas – Apostila. 2002**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal.
- [3] BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J; 1974. **Engineering Classification of Rock Masses for the design of tunnel support**. Rock Mechanics, v. 6, n. 4, p. 189-236.
- [4] BARTON, N. 2000. **TBM Tunneling in jointed and faulted rock**. Rotterdam: A.A. Balkema. 184p.
- [5] FRANCO, Fernando, 2014. **Escavações de Túneis em Rocha pelo Método NATM (New Austrian Tunneling Method)**. Projeto de Graduação da Universidade Federal de Minas Gerais, MG.
- [6] FOSSEN, H. **Structural Geology**. 1ª ed. Norway. 2012.
- [7] GERALDI, José Lúcio, 2011. **O ABC das Escavações de Rocha**. Editora Interciência, Rio de Janeiro.
- [8] GUIMARÃES FILHO, J. D.; GUIMARÃES NETO, J.D. 1995. **Equipamentos de Suporte. In: Simpósio sobre Túneis Urbanos, 1**, São Paulo. Anais, São Paulo: ABGE/CBT. p. 149-162
- [9] HOEK, E. 1983. **Strength of jointed rock masses: rankine lecture**. Geotechnique, v. 33, n. 3, p. 187-223.
- [10] HOEK, E. 1994. **Strength of rock and rock masses**. IRSM News Journal, v. 2, n. 2, p. 4-16.
- [11] HOEK, E.; BROWN, E.T. **Underground excavation in rock**. The Institution of Mining and Metallurgy. 1982.
- [12] HOEK, E.; KAISER, P.K. e BAWDEN, W.F. 1997. **Support of underground excavations in hard rock**. Rotterdam, A.A. Balkema.
- [13] iSURE™ SOFTWARE DRILL AND BLAST INTELLIGENCE. Sandvik. 2018.
- [14] **Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat**. 6ª Edição. 2018.
- [15] MONTICELI, J. J.; TRESSOLDI, M. **Diretrizes para descrição de sondagens: 1ª tentativa**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. São Paulo. 2013.
- [16] MASCARENHAS, André, 2014. **Estudo de caso: escavação e tratamento para emboque de túnel em rocha utilizando o método NATM – Região Portuária, Centro do Rio de Janeiro**. Projeto de Graduação da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

- [17] MOREIRA, Carlos Manuel da Cruz. **Túneis: uma herança ancestral rumo ao futuro**. A obra nasce: Revista de Arquitetura da Universidade Fernando Pessoa. Porto, Portugal, n.3, 2006.
- [18] OLIVEIRA, Antônio Manoel; MONTICELI, João Jerônimo. 2018. **Geologia de Engenharia e Ambiental**, volume 2 e 3. ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. São Paulo.
- [19] RABCEWICZ, L. V. **Tunnel under Alps uses new, cost-saving lining method**. Civil Engineering – ASCE, 1975.
- [20] RIBEIRO NETO, F. **Segurança, Ruptura e Colapso de Túneis Urbanos em NATM**. 1999, 171 p. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [21] RICCI, M; PETRI, S. **Princípios de Aerofotogrametria e Interpretação Geológica**. 1ª ed. São Paulo. 226p. 1965.
- [22] ROCHA, Hugo Cássio. **Panorama do Mercado Brasileiro de Túneis: Passado, presente e futuro**. Anais do 54º Congresso Brasileiro de Concreto, CBC 2012. Maceió, Alagoas.
- [23] SAUER, G; MERGELSBERG, W. A. 2004 **Tunneling... and beyond**. Herndon: Sauer Corp.
- [24] TEIXEIRA, A.H. 1995. **Tratamento de maciços de solos**. In: Simpósio sobre Túneis Urbanos, 1, São Paulo. Anais, São Paulo: ABGE/CBT. p. 163-182.
- [25] TRAVAGIN, Vinicius Bernardino. **Subsídios para escolha do método construtivo de túneis**, 2012. Tese de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

PROJETO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA DE UM EDIFÍCIO SOBRE A LINHA 4 DO METRO DE SÃO PAULO

José Luiz de Paula Eduardo

Apoio Assessoria e Projeto de Fundações, São Paulo, Brasil

Alline Evangelista Silva

Apoio Assessoria e Projeto de Fundações, São Paulo, Brasil

Dirney Cury Filho

Apoio Assessoria e Projeto de Fundações, São Paulo, Brasil

Marcos Mello Rocha Campos

Apoio Assessoria e Projeto de Fundações, São Paulo, Brasil

Guilherme Braidato Robbe

Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

Ana Cristina A. Hatori

Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil

Resumo: Recentemente tem sido cada vez mais frequente a construção de edifícios, comerciais e residenciais, próximos de estruturas metroviárias subterrâneas em fase de implantação ou operação. Esta proximidade, em alguns casos, implica necessidade de os empreendedores demonstrarem que a implantação destas edificações não causará interferências físicas ou danos nas estruturas metroviárias decorrentes da execução de suas escavações ou carregamento das fundações. No presente trabalho é apresentado o caso de um empreendimento de uso misto em que parte das fundações foram projetadas e executadas sobre a projeção do túnel de via da Linha 4 – Amarela do Metrô de São Paulo. São apresentadas as principais características do edifício e seus projetos de escavação e fundações, bem como as análises realizadas, previamente à execução da obra, para avaliação dos impactos de sua construção nas estruturas metroviárias existentes sob o terreno. Adicionalmente são apresentados o sistema de monitoramento geotécnico implantado para o acompanhamento do comportamento do maciço e da estrutura do túnel e os resultados observados ao longo da implantação da obra.

1 INTRODUÇÃO

Em grandes metrópoles, uma alternativa para mobilidade urbana com baixo impacto nas vias públicas é a adoção de transporte público subterrâneo, denominado Metrô. A cidade de São Paulo vem, constantemente, expandindo suas linhas de Metrô nas últimas décadas para locomoção diária de sua população.

Paralelo à expansão deste modal de transporte público, a construção civil no segmento imobiliário tem crescido significativamente ao longo dos últimos anos, principalmente em função do plano diretor municipal vigente, estão sendo construídas torres mais altas e em terrenos relativamente estreitos, exigindo soluções geotécnicas criativas e desafiadoras.

Mediante este novo cenário, novas construções estão localizadas muito próximas ou até mesmo sobre linhas de Metrô existentes e em operação. Uma análise conjunta entre projetos imobiliários, com suas soluções geotécnicas, e linhas de Metrô implantadas é primordial para garantir níveis de segurança e risco aceitáveis, e evitar eventuais interferências físicas ou impactos das novas construções em estruturas subterrâneas existentes.

Neste artigo é apresentado um caso de obra imobiliária de uso misto, com 28 pavimentos e 1 subsolo, onde foram previstas fundações profundas sobre a projeção do túnel de via do Metrô da Linha 4 - Amarela na cidade de São Paulo. As estacas adotadas em projeto foram do tipo hélice contínua, sendo que parte delas tiveram sua cota de ponta locada a cerca de 5,0 m acima da geratriz superior (calota) do túnel.

Adicionalmente, apresentam-se as avaliações preliminares dos impactos causados pela implantação da obra e, também, a análise tridimensional através do método dos elementos finitos realizada por consultor geotécnico especializado da Themag Engenharia, com o objetivo de estimar o desempenho das fundações e avaliar o acréscimo de esforços e deslocamentos na estrutura do túnel de via. Também são apresentados o sistema de monitoramento implantado para o acompanhamento das obras e os seus principais resultados frente às estimativas feitas previamente.

2 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento Haus Mitre Dráusio localizado no bairro do Butantã, zona oeste da cidade de São Paulo, consiste em uma edificação de uso misto, ou seja, parte comercial e parte residencial, composto por um único edifício com 28 pavimentos e um subsolo.

A cota natural do terreno na área do edifício varia entre 732,2 e 732,8 m, sendo seu subsolo com o fundo da escavação na cota 728,0 m. Parte das fundações foram projetadas e executadas sobre a projeção da Linha 4 Amarela do Metrô de São Paulo, que liga a zona oeste ao centro da cidade, entre as estações São Paulo - Morumbi e Butantã. A Figura 1 apresenta a localização do empreendimento sobre a projeção da Linha 4 Amarela existente.



Figura 1 - Localização do empreendimento e projeção da Linha 4 - Amarela do Metrô de São Paulo (relatório Themag)

2.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO LOCAL

De acordo com as sete sondagens a percussão realizadas no local de implantação do edifício para o desenvolvimento do projeto executivo das escavações e fundações, o subsolo local é composto por, inicialmente, uma camada superficial de aterro de, no máximo, 2,0 m de espessura seguida por uma camada de solo residual caracterizado como argila silto-arenosa mole, com valores de índice N_{SPT} da ordem de 2 golpes/30 cm. Sotoposto a ela foi identificada camada composta por silte arenoso pouco a

muito argiloso e presença de fragmentos de rocha após, aproximadamente, 20,0 m de profundidade e valores de índice N_{SPT} crescentes ao logo da profundidade, superando 50 golpes/30 cm nos últimos metros das sondagens.

O túnel da Linha 4 – Amarela neste trecho encontra-se, de maneira geral, entre as camadas D e E (Figura 2), inserido quase totalmente em gnaisses do embasamento pré-Cambriano, conforme investigações geológico-geotécnicas realizadas para subsidiar os projetos de escavação e contenção do empreendimento e corroboradas pelas informações obtidas durante a fase de construção desta linha.

A Figura 2 apresenta o perfil geológico-geotécnico esquemático da área do empreendimento. Abaixo da camada E indicada, observa-se a ocorrência de rocha sã.

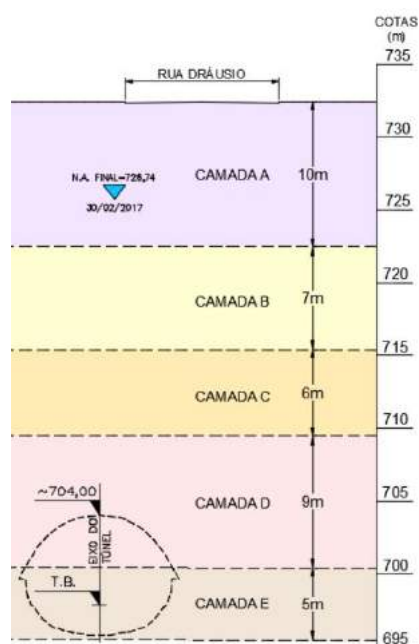


Figura 2 - Perfil geológico-geotécnico da região do empreendimento

Na Tabela 1 estão indicados os parâmetros geomecânicos típicos e caracterização dos solos e rochas da região, empregados nas análises numéricas apresentadas no item 3.

Tabela 1- Parâmetros geotécnicos das camadas

Camada		Índice N_{spt} golpes/30cm	γ Peso específico (kN/m ³)	c Coesão (kPa)	ϕ Ângulo de atrito (graus)	E Módulo de deformabilidade (MPa)	ν Coeficiente de Poisson (-)	K_0 Coeficiente de empuxo em repouso (-)
A	Aterro/Solo residual	<10	17	20	26	50	0,35	0,7
B	Solo residual	10-20	18	30	28	75	0,33	0,7
C		20-30	18	40	27	150	0,33	0,7
D		>40	18	30	32	250	0,25	0,7
E	Rocha alterada	impenetrável	20	80	35	1000	0,23	0,7
F	Rocha Sã	impenetrável	21	200	43	8000	0,20	0,7

2.2 PROJETO GEOTÉCNICO E EXECUÇÃO

2.2.1 *Contenções e fundações*

Considerando-se a profundidade do subsolo projetado e as condições geológico-geotécnicas superficiais foi adotada uma contenção de solo no perímetro do terreno, para permitir os serviços de escavação em segurança, com perfis metálicos cravados de 9,0 m de comprimento, tipo W250 X 32,7, associados a pranchas de madeira.

A partir do perfil geológico geotécnico local, inferido a partir das sondagens realizadas, e da ordem de grandeza dos carregamentos da estrutura do empreendimento, foram adotadas estacas do tipo hélice contínua monitorada como solução de fundação. As estacas foram dimensionadas através do método semiempírico proposto por Alonso (2008), que leva em consideração o tipo de solo, os índices N_{SPT} das camadas, diâmetro e método executivo dos elementos fundação.

Em resumo, a metodologia leva em consideração que parte do carregamento axial à compressão é resistido pela área do fuste da estaca e o restante pela área de sua ponta (ALONSO, 2008).

Para a obra em questão foram dimensionadas estacas com diâmetros variando entre 0,5 e 1,0 m, e cargas na faixa de 1.000 kN a 3.000 kN. O comprimento das estacas, sobre a projeção do túnel, conforme projeto é de 19 m, sendo sua ponta apoiada na cota de nível 709,0 m, resultando distância de, aproximadamente, 5,0 m da geratriz superior (calota) do túnel. Sobre o túnel as estacas têm diâmetros entre 0,70 e 1,00 m.

Considerando-se a metodologia de cálculo empregada e os comprimentos resultantes, estimou-se que as estacas trabalhariam predominantemente por atrito lateral, sendo 85% da carga total resistidos pelo fuste e apenas 15% pela ponta das estacas. Os critérios de dimensionamento e fatores de segurança seguiram a NBR 6122 (ABNT, 2019).

2.2.2 *Execução da obra geotécnica*

A execução da obra geotécnica foi dividida em 3 etapas, sendo a primeira etapa a cravação dos perfis metálicos da contenção das escavações do subsolo previsto. Na segunda etapa foram realizadas as escavações em nichos alternados com utilização de pranchada de madeira entre perfis até a cota de nível do subsolo, a saber 728,6 m. A terceira etapa contemplou a execução das estacas tipo hélice contínua, conforme dimensões previstas em projeto e mencionadas anteriormente.

A estaca hélice contínua foi introduzida no Brasil na década de 80 e difundida no território nacional a partir dos anos 1990. O processo executivo consiste na escavação do solo através de um trado helicoidal em torno de um tubo central vazado. Após a perfuração do solo até a cota especificada em projeto, o trado é retirado, de preferência sem rotação e, simultaneamente, é injetado concreto através do tubo vazado. Após a concretagem da estaca é introduzida a armação. As características do concreto adotadas no projeto foram aquelas especificadas na Norma 6122 (ABNT, 2019).

2.2.3 *Execução da estrutura do edifício*

Após a execução das fundações teve início a construção da estrutura do edifício, sendo que as lajes dos pavimentos foram concretadas ao longo de 12 meses, aproximadamente, e esta foi a etapa mais crítica, quando ocorreu o carregamento das estacas das fundações, com aumento sucessivo da mobilização do maciço com acréscimo de tensões e indução de acréscimo de esforços na estrutura do túnel existente. Nas Figuras 3 (a) e (b) são apresentadas imagens da execução das estacas tipo hélice contínua, após escavação do subsolo.

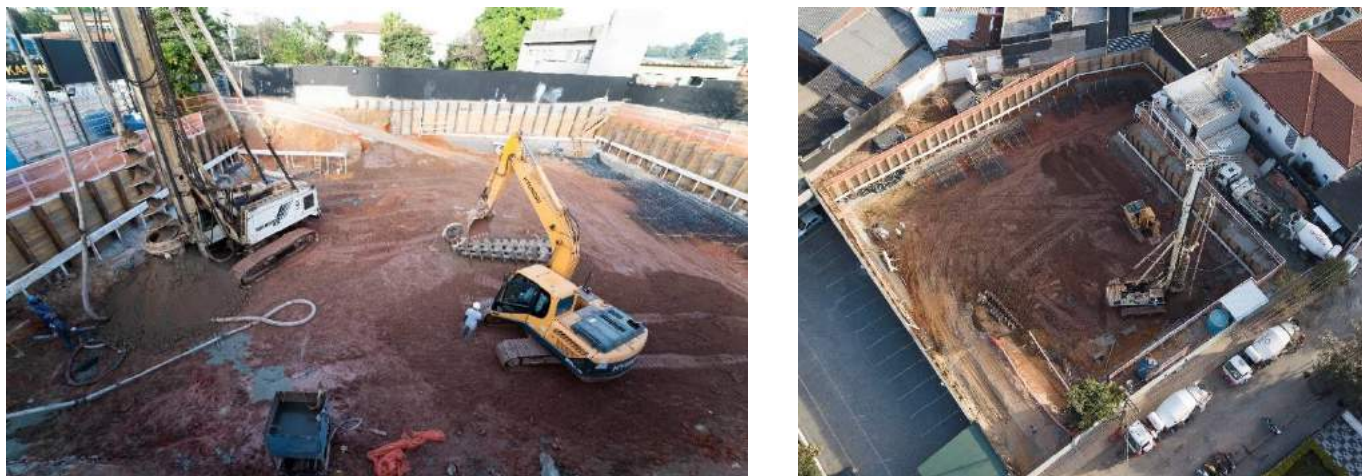


Figura 3 - (a) Detalhe da execução da estaca hélice e (b) Vista aérea da obra

3 AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS NAS ESTRUTURAS METROVIÁRIAS

3.1 MODELOS E CÁLCULOS PARA ESTIMATIVAS DE COMPORTAMENTO

3.1.1 Avaliações preliminares

Para avaliação do impacto provocado pelo acréscimo de tensões no maciço, decorrente do carregamento das estacas de fundação do edifício sobre o túnel, inicialmente foram realizados cálculos analíticos pela projetista, estimando a distribuição de tensões no maciço e acréscimo de carga axial no revestimento do túnel.

Observou-se que o aumento de carga axial no revestimento do túnel era da ordem de 5 a 10% em relação à condição anterior à construção do edifício. Porém, previa-se que o carregamento do maciço ocorreria de maneira desbalanceada e assimétrica devido à posição relativa das fundações e do túnel, restando dúvidas em relação à distribuição dos acréscimos de esforços na estrutura do túnel. Estas análises iniciais também não permitiam estimar a magnitude dos deslocamentos esperados e definir valores de referência para o sistema de monitoramento instalado.

3.1.2 Modelagem numérica

Posteriormente foi realizado estudo a partir de análise tridimensional, solucionada pelo método dos elementos finitos, utilizando-se o programa MIDAS GTS, que permite a simulação das etapas de maneira sequencial e evolutiva. A adoção deste tipo de modelo teve por objetivo avaliar com maior precisão o comportamento estimado do maciço quanto à distribuição das tensões no maciço sobre a calota, decorrente do carregamento assimétrico provocado pelas fundações do edifício. Os resultados também permitiram avaliar a variação dos esforços e dos deslocamentos da estrutura do túnel, levando em consideração o desempenho geotécnico da fundação para dois cenários distintos de distribuição do carregamento entre fuste e ponta das estacas.

Nas simulações foram adotados parâmetros geotécnicos usualmente empregados para o tipo de maciço, de acordo com a experiência do consultor responsável, e utilizado modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb para representar o comportamento dos solos e elástico linear para as estruturas em concreto.

As Figuras 4 (a) e (b) apresentam o modelo desenvolvido, indicando a posição relativa das fundações do edifício e o túnel de via.

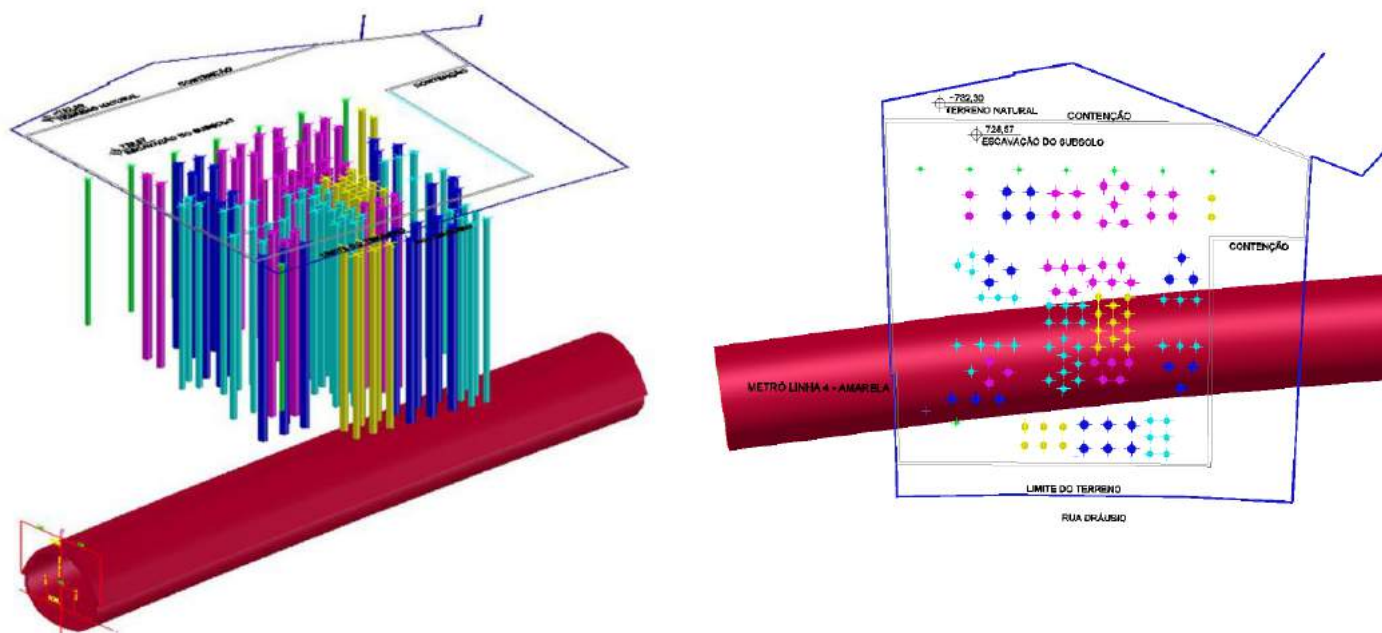


Figura 4 - (a) Projeção das estacas de fundação e túnel de via e (b) Vista esquemática do modelo numérico (Relatório Themag)

O modelo numérico representou três etapas principais para análise do problema, sendo elas: (i) estado de tensões no maciço e carregamento da estrutura antes do início da construção do edifício, (ii) escavação do subsolo do edifício e alívio do maciço e (iii) carregamento do maciço decorrente da construção do edifício (fundações e torre).

Para as simulações numéricas foram definidos dois modelos de cálculo com cenários distintos em relação à distribuição das parcelas de carga entre fuste e ponta das estacas. Um primeiro modelo, mais próximo das estimativas de capacidade de carga realizadas em projeto, considerou 75% da carga distribuída ao longo do fuste e os 25% restantes aplicados à ponta das estacas. Já para o segundo modelo, mais conservador, foi feita a consideração de que apenas 25% da carga da estaca seria resistida pelo atrito lateral e o restante pela ponta.

Os resultados dos modelos indicaram deslocamentos verticais máximos, na calota do túnel, variando entre 5 e 7 mm, correspondendo a distorções máximas pontuais, longitudinais ao revestimento do túnel, da ordem de 1:3330 e 1:2330, respectivamente. Em relação às variações dos esforços no revestimento do túnel, os modelos mostraram significativo aumento das cargas axiais e ligeira redução dos momentos fletores, porém dentro da envoltória de resistência da estrutura, com fatores de segurança adequados, ou seja, sem riscos de rupturas ou mesmo danos significativos.

Portanto, as avaliações analíticas iniciais e a modelagem numérica mostraram que a implantação da obra e os impactos por ela causados não trariam danos à integridade da estrutura do túnel e que as variações dos esforços solicitantes ainda estariam dentro de faixa admissível em termos de resistência, com níveis de segurança adequados, mesmo para o cenário mais conservador considerando nas análises. A Figura 5 ilustra a malha utilizada na modelagem numérica realizada.

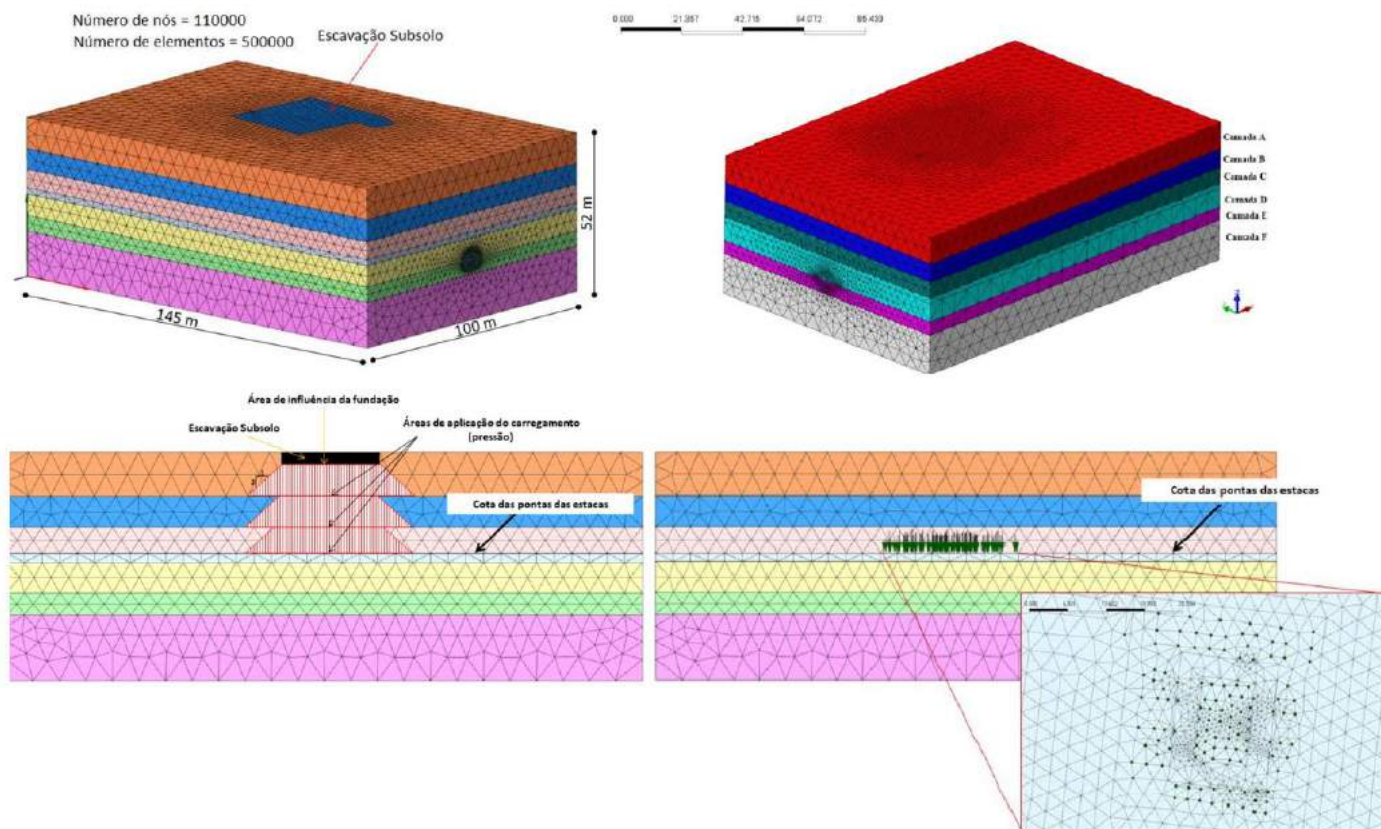


Figura 5 - Modelo do modelo utilizado na análise numérica (Relatório Themag)

3.2 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA E MONITORAMENTO

Uma das recomendações frequentes em casos análogos é a adoção de sistema de monitoramento do comportamento do maciço e das estruturas de túneis através de instrumentação geotécnica, além de vistorias frequentes para inspeção das estruturas sujeitas a impactos decorrentes da implantação de empreendimentos próximos.

Para o presente caso foi proposto e implementado sistema de monitoramento com a execução de tassômetros multinível, posicionados entre a ponta das estacas e a calota do túnel, pinos de recalque na estrutura do edifício, marcos reflexivos e fissurômetros para acompanhamento de fissuras e trincas pré-existent, no interior do túnel, conforme apresentado na Figura 6.

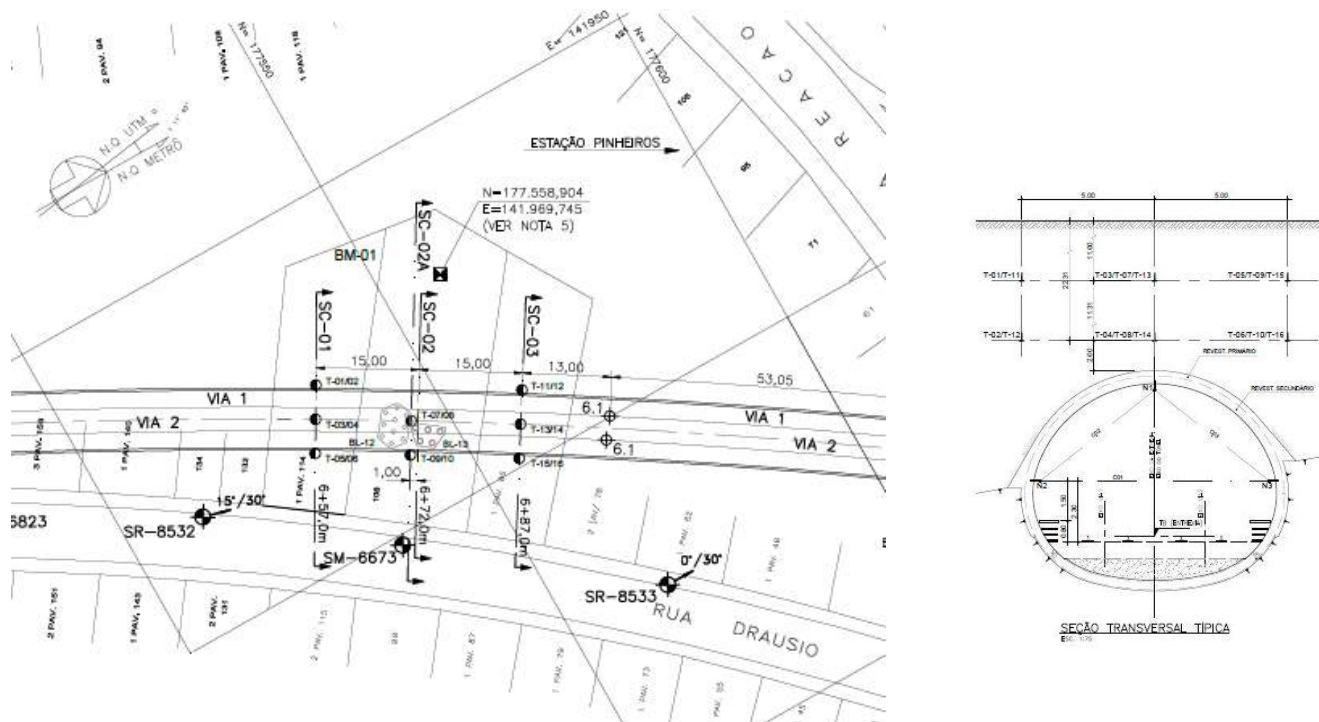


Figura 6 - Projeto de instrumentação geotécnica

A principal finalidade do sistema de monitoramento instalado, como em diversos casos de obras geotécnicas, foi observar as tendências de comportamento e movimentações do maciço, do edifício e da estrutura do túnel, e sua aderência frente às estimativas obtidas nas análises realizadas previamente. Além disso, através dos fissurômetros foi avaliado o possível aumento na espessura das fissuras e trincas pré-existentes no revestimento do túnel. As Figuras 7 (a) e (b) apresentam um marco reflexivo instalado no teto do túnel para medição de convergência e um fissurômetro para acompanhamento da abertura da fissura, respectivamente.

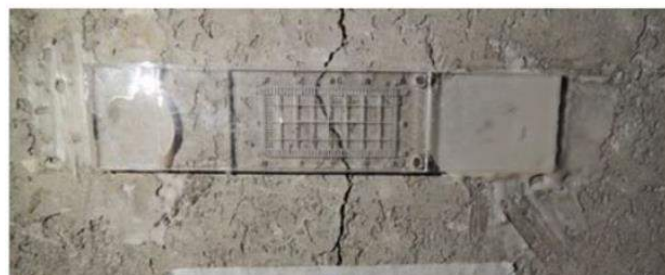


Figura 7 - (a) Marco reflexivo instalado no teto do túnel para medição de convergência e (b) Fissurômetro para acompanhamento de abertura de fissura

Os valores de referência adotados para o acompanhamento da instrumentação foram definidos a partir dos modelos numéricos desenvolvidos e apresentados no parecer de avaliação do consultor geotécnico especializado. Estabelecer estes valores previamente é fundamental para permitir a avaliação contínua do comportamento esperado e definir medidas de contingência, se necessárias, caso sejam ultrapassados ou atingidos prematuramente.

A frequência de leitura dos instrumentos variou durante as fases da obra, sendo intensificada, principalmente, na etapa de construção da estrutura do edifício em si, quando houve a mobilização crescente das estacas e aumento da transferência das cargas das estruturas para elas e, conseqüentemente, para o maciço e o túnel.

Os resultados observados através das medidas dos diversos instrumentos instalados, conjuntamente com as vistorias regulares e acompanhamento dos fissurômetros, mostraram valores dentro do comportamento previsto e esperado, permitindo o prosseguimento da obra dentro dos níveis de segurança necessários.

De maneira geral, os resultados da instrumentação indicaram valores inferiores aos previsos pelos modelos de cálculo, apresentando deslocamentos na calota do túnel muito baixos e magnitudes da ordem de grandeza a acurácia e precisão dos equipamentos utilizados para realização das medições – estação total e nível. As variações dos comprimentos das cordas das seções monitoradas do túnel também se mostraram pouco significativas.

Os recalques dos tassômetros indicaram a mobilização do maciço, atingindo valores de até cerca de 10 mm para os pontos a 11 m de profundidade e relativamente inferiores, da ordem de 4 mm, para os níveis mais profundos. De certa forma este comportamento é condizente com o esperado, visto que há tendência de espraiamento dos acréscimos de tensões no maciço com o aumento da profundidade.

Já os pinos de recalques instalados na estrutura da edificação mostraram deslocamentos verticais máximos de até 10 mm, quando aquela atingiu sua máxima altura.

4 CONCLUSÕES

Os resultados do sistema de instrumentação instalado para acompanhamento do comportamento do maciço e da estrutura do túnel de via existente sob o empreendimento construído, corroboraram as análises preliminares e modelagens numéricas desenvolvidas para avaliação do problema. A implantação do empreendimento ocorreu sem implicar danos ou impactos significativos nas estruturas metroviárias existentes, conforme esperado. O trabalho mostra a importância da realização de avaliação e análise rigorosas prévias em casos críticos como o apresentado, em que novas construções são implantadas nas proximidades de estruturas metroviárias subterrâneas.

5 AGRADECIMENTOS

A elaboração do presente trabalho contou com a colaboração da Mitre Reality Empreendimentos e Participações, e das empresas Themag Engenharia e Reconverte Planejamento e Projetos, responsáveis pela elaboração do parecer de avaliação da influência da implantação do empreendimento imobiliário sobre o túnel de via da Linha 4 – Amarela do Metrô de São Paulo e pelo monitoramento do sistema de instrumentação geotécnica instalada, respectivamente. Para o desenvolvimento dos trabalhos de avaliação e acompanhamento foi necessário o apoio direto do Metrô de São Paulo, no fornecimento das informações técnicas necessárias a respeito dos projetos de suas estruturas, e do Consórcio Via Quatro, responsável pela operação da Linha 4 - Amarela, na viabilização dos acessos para vistorias e acompanhamento da instrumentação instalada no interior do túnel de via.

REFERÊNCIAS

- [1] ALONSO, U. R. **Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, 1996b. v. 2, p.141-151.
- [2] Velloso, D. A; Lopes, F. R. **Fundações**, volumes 1 e 2. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2010.
- [3] Falconi, F; Corrêa, C.; Orlando, C.; Schimidt, C.; Antunes, W.; Albuquerque, P.; Hachich, W.; Niyama, S. **Fundações – Teoria e Prática**. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 1998.

- [4] SCODELER, B. M. G.; MAFFEI, C. E.; STUCHI, F. R. **Implantação de um edifício acima de um túnel em solo.** Anais do 4º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, 2017.
- [5] Oliveira, K. G.; Rocha, H. C.; Scodeler, B. M. G.; Robbe, G. B.; Maffei, C. E. M.; Neto, F. V. **Implantação de edifício e sua interface com as estruturas metroviárias: Edifício Evaristo Comolatti - Avenida Paulista x Rua da Consolação.**
- [6] OLIVEIRA, K. G.; ROBBE, G. B.; AVESANI, P. M. R.; ROCHA, H. C. **Gestão para execução de empreendimentos lindeiros às estruturas metroviárias em operação.** Estudo de caso: Edifício Grande Ufficiale Evaristo Comolatti - Avenida Paulista x Rua da Consolação. 23º Semana de Tecnologia Metroviária. São Paulo, 2017.
- [7] SCODELER, B. M. G. **Os efeitos de escavações acima de túneis já existentes.** 215 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

PROPOSTA DE MODELO PREDITOR DE CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTES USANDO LÓGICA *FUZZY*

Porto, T. B. & Pereira, A. B.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET MG, Brasil

Tavares, T. H. B. C.

Instituto Federal de Minas Gerais – IFMG, Brasil

Fernandes, M. T.

Universidade Federal de Viçosa – UFV, Brasil

Mendes, E. M. A. M. & Ferreira, B. P.

Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Brasil

Resumo: Pretendeu-se nesta pesquisa desenvolver um modelo de predição de capacidade de carga geotécnica de tirantes por meio de Lógica *Fuzzy* (LF), também conhecida como Lógica Difusa ou Nebulosa. Trata-se de um ramo da Inteligência Computacional (IC) que se transforma em realidade na Geotecnia. A IC consiste de paradigmas, conceitos, algoritmos e implementações de sistemas numéricos que se adequam a ambientes complexos. Estes métodos possuem a vantagem de que são tolerantes ao conhecimento impreciso, incompleto e incerto, sendo, portanto, aplicável no encontro de soluções que são aproximações, viáveis e robustas ao mesmo tempo. As bases teóricas da IC são transdisciplinares e trazem conceitos da ciência da computação. Neste contexto, a LF se adequa bem aos problemas de Engenharia Geotécnica, relacionados ao dimensionamento de ancoragens reinjetáveis e protendidas. As variáveis do problema, muitas das vezes são incertas, ficando a critério do projetista firmar premissas simplificadoras para que uma solução seja possível. As versões de 1996 e 2006 da ABNT NBR 5629 apresentavam uma formulação semiempírica para o cálculo da capacidade de carga geotécnica de tirantes. Uma vez que a ordem de grandeza do resultado obtido é função da natureza e qualidade dos dados de entrada, a comissão ABNT CE-02:152.10 responsável pela atualização da NBR 5629 optou por excluir da publicação atual de 2018 o item que auxiliava no dimensionamento do trecho ancorado do tirante e criou o item 4.5.3.1, esclarecendo que o dimensionamento deve ser feito por métodos constantes em publicações técnicas que refletem o estado da arte na mecânica dos solos. Este trabalho se propõe a ser objeto de consultas para projetistas e Engenheiros no que tange o projeto de tirantes. Para validação e aplicação do modelo, utilizou-se o resultado de 40 ensaios de recebimento (provas de carga) executados na Estação Vila Sônia da Linha 4 – Amarela, São Paulo-SP, dos quais, 32 foram utilizados para treinar o algoritmo e 8 foram utilizados para testar o modelo preditor. Os resultados obtidos foram próximos dos valores extrapolados dos ensaios de desempenho, mostrando-se uma alternativa viável para o dimensionamento de ancoragens. Palavras-Chave: Lógica **Fuzzy** (LF). Inteligência Computacional (IC). Previsão de capacidade de carga, Geotecnia. Modelagem. Simulações. Tirantes. Ancoragens.

1 INTRODUÇÃO

Desde o fim da Segunda Guerra Mundial o mundo moderno tem sido alvo de intensas transformações. Com o crescimento das cidades, há um aumento na demanda de serviços de infraestrutura em geral, com destaque a construção, reforma e ampliação de: túneis, escavações subterrâneas, valas, galerias, construções não convencionais (estações por poços secantes, túnel invertido, grandes seções sem

parcialização), *retrofit* (adequação de estruturas existentes), dentre outros. Neste contexto, destaca-se na maioria das construções citadas, o uso permanente ou provisório de ancoragens, Figura 1.

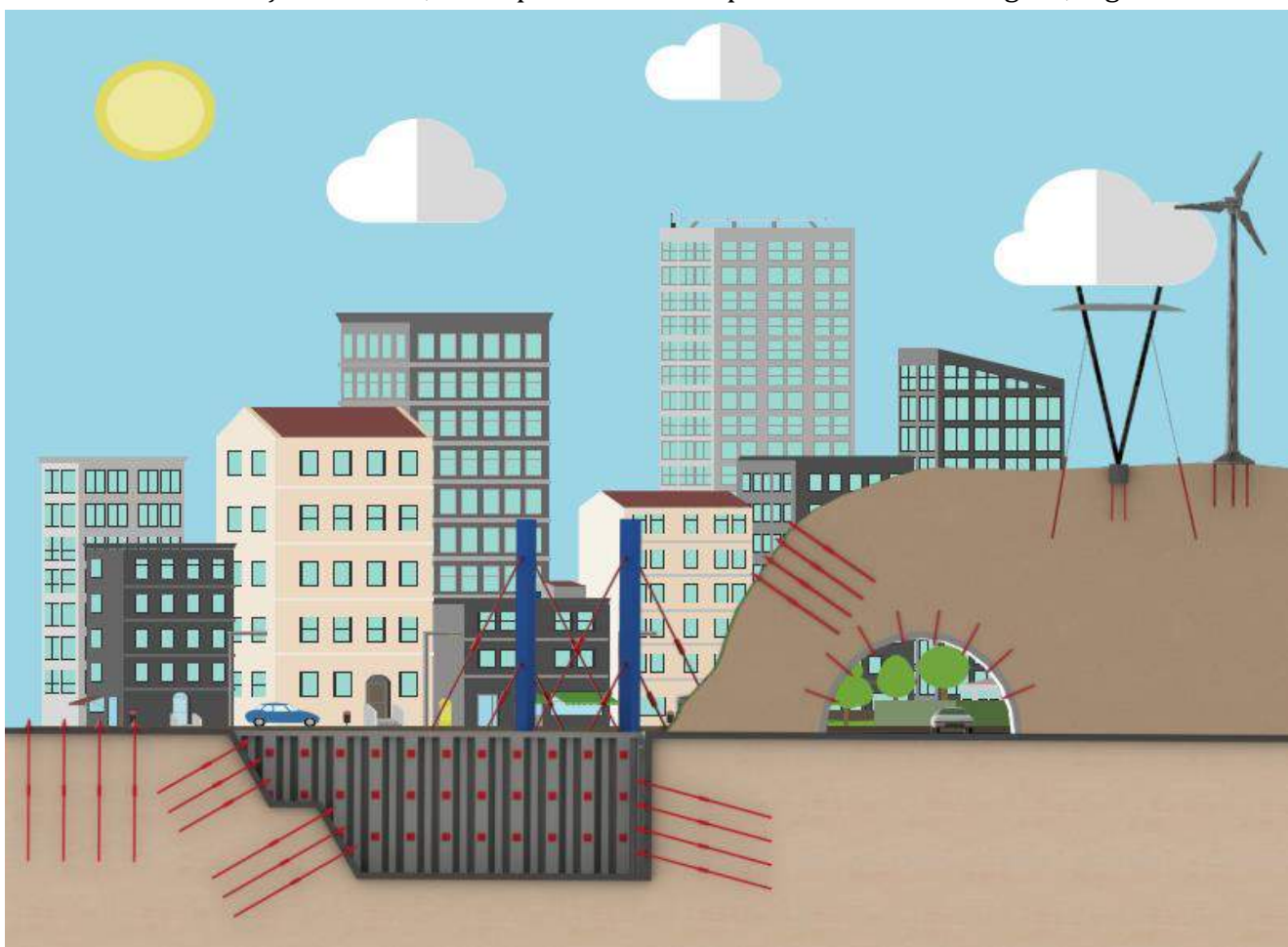


Figura 1 - Exemplos de aplicação de tirantes nos grandes centros urbanos. (Fonte: Daniel Canova Renosto, 2016).

Dentre as técnicas construtivas existentes para obras subterrâneas destaca-se a chamada Vala a Céu Aberto (VCA), utilizada como opção às estações de metrô, Figura 2. Este artigo faz uma análise do desempenho de um modelo preditor de capacidade de carga geotécnica de tirantes utilizando-se Lógica Fuzzy (LF). Para validar e testar o algoritmo, foram utilizados 40 boletins de protensão da obra da Estação Vila Sônia da Linha 4-Amarela do Metrô de São Paulo-SP. Trata-se de escavação provisória de apoio a VCA. A estrutura de contenção da VCA objeto desta pesquisa é constituída de paredes-diafragma moldadas in loco com espessura média de 60 cm e comprimento variável em função da profundidade a ser escavada e do comprimento de ficha necessário à estabilidade. As sondagens existentes nas proximidades da estrutura de contenção estudada permitiram a identificação do terreno local como silte-argiloso. Ainda que exista um largo emprego da técnica de ancoragens reinjetáveis e protendidas em obras subterrâneas no Brasil e no mundo, os estudos do comportamento desses elementos solicitados a tração não tem crescido na mesma proporção que o seu uso, permanecendo ainda incertezas quanto as condições de mobilização das resistências por atrito (q_s) e influência do processo executivo no comportamento final da obra. Neste contexto, justifica-se, portanto, o desenvolvimento e aprimoramento de pesquisas científicas para compreender com maior acurácia o desempenho de ancoragens protendidas e reinjetáveis em obras de contenção em geral, Porto (2015). Essa pesquisa traz uma abordagem inédita sobre um problema prático de Engenharia Geotécnica que, muitas das vezes, não há consenso entre os profissionais da área.



Figura 2 - Exemplo de Vala a Céu Aberto (VCA). (Fonte: Metrô, 2016).

Segundo Porto (2015) o comportamento geotécnico de tirantes ancorados no terreno é função de uma série de variáveis interdependentes, o que dificulta uma assertiva estimativa de capacidade de carga analiticamente. Sumariamente, sabe-se que as ancoragens sofrem influência das etapas de execução, das propriedades do meio geotécnico (natural e imposto pelas injeções), dentre outras variáveis. Porto e Gomes (2016) afirmam que principais fatores que afetam o comportamento de ancoragens em terreno são: tipo de solo; técnica de perfuração; diâmetro perfurado; procedimento de injeção; tipo de mistura injetada; protensão; fluência; volume de injeção; pressão de injeção; qualidade da mão de obra e dos materiais utilizados; experiência do executor.

Costa Nunes (1987) foi um dos grandes pesquisados internacionais sobre ancoragens no mundo. Ele apresentou uma solução analítica para determinação da capacidade de carga geotécnica em tirantes semelhante à de Bustamante e Doix (1985) levando em consideração, simultaneamente, o critério de Mohr-Coulomb para o cálculo da resistência ao cisalhamento (q_s) e coeficientes parciais (executivos) dependentes de: pressão de injeção da nata de cimento no furo/bulbo, fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão sobre o mesmo não ser uniforme, fator de redução da profundidade, fator de protensão do terreno e pressão residual efetiva de injeção no ponto médio do bulbo. Embora sua proposição era bem fundamentada, considerando alguns fatores que afetam o comportamento de ancoragens no terreno, sua aplicação é restrita a trabalhos acadêmicos, devido à dificuldade de se mensurar com precisão na prática da engenharia, as variáveis apresentadas no método. Além disso, mesmo que fosse um método adotado pelos escritórios de projeto no Brasil e Mundo, ainda assim não contemplaria os inúmeros fatores que influenciam o comportamento de ancoragens em terreno.

Por todas as razões expostas, a importância de tentar criar modelos para prever a capacidade de carga de tirantes ancorados no terreno é natural e necessária. Alguns trabalhos nesta área se destacam, como por exemplo as pesquisas de (SHAHIN and JAKSA 2005), (SHAHIN and JAKSA 2006), (SAMUI and SAINI 2013), (SAMUI, 2014), (SAMUI *et al.*, 2015), (KALOOP *et al.*, 2017), (MOHANTY *et al.*, 2017). Existem várias subáreas da Geotecnia que já adotam a inteligência computacional (IC) com foco na previsão de

respostas, considerando dados históricos de eventos e/ou dados do maciço geotécnico, com destaque aos trabalhos de (GONG *et al.*, 2015), (BUI *et al.*, 2019), (MOAYEDI *et al.*, 2019), (DERIS and SOLEMON, 2020), (SILVA and SIEIRA, 2020), (BHARATI *et al.*, 2021) na predição do potencial de ruptura de taludes e os trabalhos de (ALKROOSH and NIKRAZ 2012), (MOSALLANEZHAD and MOAYEDI, 2017), (BUI *et al.*, 2019), (LIANG *et al.*, 2020) que buscam determinar o valor da capacidade de carga de estaca de fundações. A Inteligência Computacional (IC) é usada também como ferramenta de apoio na classificação espacial de solos, como o trabalho de (WANG *et al.*, 2021). Esses trabalhos estão enquadrados na vanguarda das pesquisas modernas em Geotecnia no Mundo. Esses estudos utilizam conhecimento até então aplicados apenas nas Engenharias da Computação, Controle e Automação, Mecatrônica e Elétrica, como: Inteligência Artificial (IA), Aprendizado de Máquina (AM), Redes Neurais Artificiais (RNA), Lógica difusa/nebulosa/fuzzy (LD), Computação Evolutiva (CE), Teoria do Aprendizado (TA), Métodos estatísticos (ME), dentre outros. Um aprofundamento do tema (assunto) pode ser encontrado nos trabalhos de (CHENG *et al.*, 2008), (ADOKO e WU, 2011), (SAMUI 2020), (MOAYEDI *et al.*, 2020) e (Ebid 2021). Finalmente, conclui-se que na atualidade, existem diversas metodologias e ferramentas para auxiliar na previsão do comportamento de tirantes ancorados no terreno. A presente pesquisa propõe estimar a capacidade de carga de tirantes por meio da Lógica difusa/nebulosa/fuzzy (LD).

2 ANCORAGENS REINJETÁVEIS E PROTENDIDAS EM SOLO

Para realização de uma análise assertiva clássica do comportamento geotécnico das ancoragens, torna-se necessário, inicialmente, conhecer a normalização em vigor, histórico e estado da arte teórico-conceitual sobre o tema. Para tanto, apresenta-se nos itens que se seguem, uma breve revisão da literatura técnica sobre: (a) ABNT NBR 5629, e (b) Estimativa analítica da capacidade de carga de tirantes ancorados no terreno.

2.1 ABNT NBR 5629

A primeira tentativa de normalizar a utilização de tirantes ancorados em terreno no Brasil foi proposta por Fonseca (1970), tanto em caráter de projeto, quanto em termos de execução. No entanto, a primeira norma nacional sobre o tema foi publicada 5 anos mais tarde (1975) impulsionada pela experiência adquirida nas obras do metrô de São Paulo-SP e do Rio de Janeiro-RJ (KUHN, 1970). Apresenta-se na Figura 3, a linha evolucionária da Norma de tirantes no Brasil.



Figura 3 - Evolução da norma referente às ancoragens no Brasil.

A primeira norma no mundo referente a tirantes foi elaborada na Alemanha em 1972, a DIN 4125 – *Soil and rock anchors, temporary soil anchors, analysis, structural design and testing* (DIN 4125, 1972). Baseada nesta norma, foi desenvolvida, a NB-565 em 1975 que discorria sobre a aceitação, qualidade e desempenho de tirantes, regulamentando os ensaios para esses elementos estruturais sujeitos a esforços de tração.

Em 1977, a NB-565 foi renomeada como NBR 5629:1977 – *Estruturas ancoradas no terreno - Ancoragens injetadas no terreno* (ABNT, 1977), estabelecendo os parâmetros obrigatórios a serem observados e seguidos em estruturas ancoradas no terreno.

Uma nova revisão foi feita em 1996 por meio da NBR 5629:1996 – *Execução de tirantes ancorados no terreno* (ABNT, 1996). Esta norma estipulava as condições necessárias à execução, conferência e análise dos tirantes ancorados no terreno, tanto elementos permanentes, quanto provisórios. Ela ainda determinava uma fórmula semiempírica para determinação de capacidade de carga geotécnica de tirantes ancorados no terreno.

Em 2006 foi publicada a NBR 5629:2006 – *Execução de tirantes ancorados no terreno*, que se encontrava em vigor até meados de 2018, quando foi publicado a ABNT NBR 5629:2018 - *Tirantes ancorados no terreno - Projeto e execução*, estabelecendo os requisitos da atualidade para projeto e execução de tirantes ancorados no terreno. Nela foi inserida a previsão de utilização de tirantes autoperfurantes, entre outros assuntos pertinentes. Nesta edição, a comissão ABNT CE-02:152.10 responsável pela atualização da NBR 5629 optou por excluir o item que auxiliava no dimensionamento do trecho ancorado do tirante (versões de 1996 e 2006) e criou o item 4.5.3.1, esclarecendo que o dimensionamento deve ser feito por métodos constantes em publicações técnicas que refletem o estado da arte na mecânica dos solos.

2.2 MÉTODOS CLÁSSICOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA DE ANCORAGENS REINJETÁVEIS E PROTENDIAS

Inúmeras formulações analíticas (teóricas, experimentais ou mistas/compostas) foram desenvolvidas para se estimar a capacidade de carga de tirantes no mundo, algumas criadas a partir de ensaios realizadas em solos de clima tropical (típico do Brasil) e outras em solos de clima temperado (França, Alemanha, Inglaterra, entre outros). O detalhamento de cada um destes métodos extrapola o escopo deste artigo e devem ser consultados em bibliografias específicas. Porto (2015) compilou a maioria destes métodos e recomendações normativas, destacando-se:

Modelo clássico de Mohr-Coulomb; Método de Van Der Veen (1953); Método de Ostermayer (1974); Método de Bustamante e Doix (1985); Método de Costa Nunes (1987); Recomendações da BS 8081 (1989); Recomendações da PTI (1996); Proposta de Ortigão e Palmeira (1997); Recomendações da FHWA-IF-99-015 (1999); Método de Souza (2001); Recomendações da Norma Australiana (AS 4678-2002, 2001); Método Joppert Jr, Mallmann e Iorio (2004); Método de Falconi (2005); Método da Norma Brasileira - NBR 5629/2006; Método da Norma Canadense - CFEM/2006; Método de Porto (2015).

Em se tratando de formulações semiempíricas, a capacidade de carga das ancoragens é determinada na maioria das vezes função da tensão tangencial entre o bulbo e o solo (q_s). No caso de proposições teóricas como a de Van Der Veen (1953), a capacidade de carga é calculada por meio de método matemático de extrapolação da curva *força x deslocamento*. Já o modelo teórico de Mohr-Coulomb utiliza a formulação clássica de resistência ao cisalhamento dos materiais. Uma versão compilada deste trabalho pode ser encontrada em (LABUZ and ZANG, 2012). Souza (2001) propôs a determinação da carga última por meio de funções de transferência de carga elastoplástica. Cada um dos métodos citados anteriormente possui premissas simplificadoras para que o modelo seja válido. Portanto, não existe formulação única capaz de prever o comportamento de ancoragens para todas as condições possíveis. Normalmente eles se adequam bem em solos cujo domínio do problema se aproxima daquele utilizado na fundamentação do modelo.

3 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DA LÓGICA FUZZY

A teoria da Lógica Fuzzy (LF) é utilizada para o tratamento de incertezas, ou seja, informações vagas, ambíguas e qualitativamente incompletas e imprecisas. A LF, também conhecida como Lógica Nebulosa

ou Teoria dos Conjuntos Nebulosos possui habilidade em inferir conclusões e gerar respostas baseadas em variáveis linguísticas que podem ser subjetivas. É a teoria clássica para o tratamento da informação imprecisa e vaga. Em outras palavras, ela pode ser entendida tanto como uma maneira de reproduzir o conhecimento e o senso comum funcionando como uma interface entre números e os símbolos, assim como uma ferramenta para construir funções numéricas ou modelos matemáticos. Um tratamento *fuzzy* possui as seguintes etapas típicas: *fuzzificação*, *inferência* e *defuzzificação*. Apresenta-se nos itens que se seguem uma breve explicação do uso da Lógica *Fuzzy* na previsão de capacidade de carga de tirantes.

3.1 SÉRIE TEMPORAL FUZZY

A primeira etapa para entender o que é uma série temporal *fuzzy* (STF) é destacar suas diferenças de uma série temporal convencional (ST). Uma série temporal convencional é composta por números reais enquanto as séries temporais FUZZY são compostas por conjuntos difusos/nebulosos ou variáveis *fuzzy*. Um conjunto difuso é uma classe com limites difusos.

3.2 MODELAGEM MATEMÁTICA FUZZY

Ao invés de usar a Lógica *Fuzzy* clássica, este modelo usa uma abordagem diferente. Ele começa com os dados de entrada e os mapeia no espaço de saída usando funções lineares de variáveis de entrada. As etapas a seguir mostrarão o modelo proposto para este artigo:

Etapa 1 - Coleta de dados

Etapa 2 - Preparação de dados

Etapa 3 - *Fuzzificação*

Etapa 4 - *Defuzzificação*

Para um estudo mais aprofundado do assunto, recomenda-se os trabalhos de (SONG *and* CHISSOM, 1993a), (SONG *and* CHISSOM, 1993b), (CHEN, 1996), (YU, 2005), (TEOH *et al.*, 2008) e (SINGH, 2018). Cada uma das etapas mencionadas anteriormente será descrita em detalhes a seguir.

Etapa 1: Coleta de dados

Os dados de entrada são organizados na forma de uma matriz de entrada e os dados de saída são organizados na forma de um vetor de saída.

A representação da matriz de entrada do modelo é mostrada na equação 1.

$$X = X_{rxN} \quad (1)$$

A Equação 1 apresenta uma matriz onde cada linha representa uma variável e cada coluna representa uma observação de uma variável. A equação 2 mostra uma forma mais detalhada da equação 1 e é chamada de matriz de entrada.

$$X_{rxN} = \begin{pmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1j} & \dots & x_{1N} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2j} & \dots & x_{2N} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{i1} & x_{i2} & \dots & x_{ij} & \dots & x_{iN} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{r1} & x_{r2} & \dots & x_{rj} & \dots & x_{rN} \end{pmatrix} \quad (2)$$

Seguindo a mesma lógica, o vetor de saída (que representará a variável a ser prevista) é representado nas equações 3 e 4.

$$Y = Y_{1 \times N} \quad (3)$$

$$Y_{r \times N} = (y_1 \quad y_2 \quad \dots \quad y_j \quad \dots \quad y_N) \quad (4)$$

Etapa 2: Preparação dos dados

Os dados coletados na etapa anterior serão divididos em chamados clusters, que são agrupamentos que guardam similaridade estatística. O número de clusters é uma variável de ajuste cujo valor depende do desempenho do modelo. O número mínimo de clusters é 2. Os limites dos clusters são definidos com base nos quantis do vetor de dados de saída. Cada cluster possui um limite inferior e um limite superior. Por exemplo: suponha que o número de clusters seja 3.

Defina o limite inferior do cluster 1 como o menor valor dos dados de saída y .

O limite superior do cluster 1 será o quantil $1/3$ de y . Também será o limite inferior do cluster 2.

O limite superior do cluster 2 será o quantil $2/3$ de y . Também será o limite inferior do cluster 3.

O limite superior do cluster 3 será o quantil $3/3$ de y , que é o maior valor dos dados de saída y .

A Equação 5 mostra como calcular os limites dos clusters para qualquer número de clusters, onde $ll(c)$ significa limite inferior do cluster c e $ul(c)$ significa limite superior do cluster c . $c = 1 \dots n$ onde n é o número de clusters.

$$\begin{aligned} ll(1) &= y(\min) \\ ul(c) &= ll(c + 1) = \text{quantil} \left(\frac{c}{n} \right) \text{ de } y \end{aligned} \quad (5)$$

Depois disso, todos os dados em y serão divididos em clusters. Agora, os dados de entrada X , com correspondentes valores x_{ij} deve ser atribuído ao mesmo cluster de sua saída correspondente y_j . Neste ponto, a saída e as entradas encontram-se divididas em clusters.

Etapa 3: Fuzzificação

Calcule a média, o desvio padrão e a função de pertinência de cada valor para cada variável em cada cluster. A média e o desvio padrão para cada cluster podem ser expressos pelas equações 6 e 7.

$$\mu_i^k = \frac{1}{N^k} \sum_{j=1}^{N^k} x_{ij}^k \quad (6)$$

$$\sigma_i^k = \frac{1}{N^k - 1} \sum_{j=1}^{N^k} |x_{ij}^k - \mu_i^k| \quad (7)$$

A função multivariada de densidade de probabilidade normal é usada em cada cluster para todos os conjuntos de dados e seus parâmetros para o cluster k a fim de calcular a associação de um valor específico a um cluster específico. Pode ser calculado pela equação 8:

$$f_{jk}(x_j, \mu^k, \sigma^k) = \frac{1}{\sqrt{|\Sigma^k|} (2\pi)^r} e^{\frac{1}{2} (x^j - \mu^k) \Sigma^{k-1} (x^j - \mu^k)} \quad (8)$$

Após esta etapa, cada entrada possui um valor de pertinência associado a cada cluster. Este processo é denominado fuzzificação.

Etapa 4 – Defuzzificação

Cada cluster define uma função de saída que influenciará a previsão de y . y_j será composto por uma soma ponderada das funções de saída. A Equação 9 define essa soma ponderada.

$$\tau^{jk} = \frac{f_{jk}}{\sum_{k=1}^c f_{jk}} \quad (9)$$

A saída prevista O_j é considerada a soma ponderada das variáveis de entrada como na equação 10:

$$\begin{aligned} O_j &= \sum_{k=1}^c \tau_{jk} \vec{a} \vec{x}^T \\ \vec{a} &= (p_{k1} \quad p_{k2} \quad \dots \quad p_{k(r+1)}) \\ \vec{x} &= (1 \quad x_{1j} \quad x_{2j} \quad \dots \quad x_{rj}) \end{aligned} \quad (10)$$

Os coeficientes p_{kq} podem ser calculados por meio de um problema de otimização cuja função de índice é representada na equação 11.

$$J = (\sum_{k=1}^c \tau_{jk} \sum_{k=1}^{r+1} \vec{a} \vec{x}^T - y_j)^2 \quad (11)$$

onde y_j é o j -ésimo dado de saída.

Através do cálculo da derivada de J com respeito a p_{kq} e igualando a zero, o sistema de equações lineares mostrado na equação 12 é obtido.

$$\sum_{k=1}^c \tau_{jk} \sum_{k=1}^{r+1} p_{kq} \vec{x}_{qj} - y_j = 0 \forall j \in [1, N] \quad (12)$$

A Equação 12 pode ser expressa em forma de matriz, conforme mostrado na equação 13.

$$\begin{pmatrix} \tau_{11} & \dots & \tau_{c1} & \tau_{11}x_{11} & \dots & \tau_{c1}x_{11} & \dots & \tau_{11}x_{r1} & \dots & \tau_{c1}x_{r1} \\ \tau_{12} & \dots & \tau_{c2} & \tau_{12}x_{12} & \dots & \tau_{c2}x_{12} & \dots & \tau_{12}x_{r2} & \dots & \tau_{c2}x_{r2} \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ \tau_{1j} & \dots & \tau_{cj} & \tau_{1j}x_{1j} & \dots & \tau_{cj}x_{1j} & \dots & \tau_{1j}x_{rj} & \dots & \tau_{cj}x_{rj} \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ \tau_{1N} & \dots & \tau_{cN} & \tau_{1N}x_{1N} & \dots & \tau_{cN}x_{1N} & \dots & \tau_{1N}x_{rN} & \dots & \tau_{cN}x_{rN} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} p_{11} \\ \vdots \\ p_{c1} \\ p_{12} \\ \vdots \\ p_{c2} \\ \vdots \\ p_{1(r+1)} \\ \vdots \\ p_{c(r+1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_j \\ \vdots \\ y_N \end{pmatrix} \quad (13)$$

Uma vez que existem mais parâmetros desconhecidos do que equações, o sistema é indeterminado e pode ser resolvido usando o método dos mínimos quadrados como na equação 14.

$$P = (A^T A)^{-1} A^T Y \quad (14)$$

onde

$$A = \begin{pmatrix} \tau_{11} & \dots & \tau_{c1} & \tau_{11}x_{11} & \dots & \tau_{c1}x_{11} & \dots & \tau_{11}x_{r1} & \dots & \tau_{c1}x_{r1} \\ \tau_{12} & \dots & \tau_{c2} & \tau_{12}x_{12} & \dots & \tau_{c2}x_{12} & \dots & \tau_{12}x_{r2} & \dots & \tau_{c2}x_{r2} \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ \tau_{1j} & \dots & \tau_{cj} & \tau_{1j}x_{1j} & \dots & \tau_{cj}x_{1j} & \dots & \tau_{1j}x_{rj} & \dots & \tau_{cj}x_{rj} \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ \tau_{1N} & \dots & \tau_{cN} & \tau_{1N}x_{1N} & \dots & \tau_{cN}x_{1N} & \dots & \tau_{1N}x_{rN} & \dots & \tau_{cN}x_{rN} \end{pmatrix}$$

$$P = \begin{pmatrix} p_{11} \\ \vdots \\ p_{c1} \\ p_{12} \\ \vdots \\ p_{c2} \\ \vdots \\ p_{1(r+1)} \\ \vdots \\ p_{c(r+1)} \end{pmatrix}$$

$$Y = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_j \\ \vdots \\ y_N \end{pmatrix}$$

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento desse trabalho utilizou-se um banco de dados de 40 (quarenta) tirantes, dos quais, 32 (trinta e dois) foram utilizados para treinar o algoritmo e 8 (oito) foram utilizados para testar o modelo preditor. As 40 (quarenta) amostras foram divididas aleatoriamente entre o conjunto de treinamento (80%) e de teste (20%). O algoritmo selecionou amostras para treinamento e teste aleatoriamente, de forma que a base do banco de dados de teste e treinamento pudessem ter amostras representativas quanto as variáveis de entrada do problema, como: tipo de solo, SPT, diâmetro perfurado (D) em metros, comprimento ancorado (L_b) em metros, coeficiente de ancoragem (k) em kN/m^2 e, finalmente, fator de majoração do diâmetro perfurado (β) em metros. Assim, o modelo não seria tendencioso. A capacidade de carga dos tirantes é a variável de saída do modelo e a unidade é kN. Para o treinamento do algoritmo foi utilizado os valores de capacidade de carga extrapolados da curva carga x deslocamento dos boletins de protensão através da função de transferência de carga elastoplástica proposta por Souza (2001). Por fim, as previsões serão comparadas às capacidades de carga inferidas na extrapolação (dados experimentais) para testar a precisão do modelo. A mensuração da acurácia do modelo será realizada através do erro quadrático médio (RMSE). Desse modo, pretendeu-se contribuir com o atual estado da arte do projeto de tirantes no Brasil.

4.1 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso contemplado na presente pesquisa refere-se a uma estrutura de contenção empregada na execução da Estação Vila Sônia do Metrô (Linha 4 – Lote 2) Amarela, ao longo da Avenida Francisco Morato, no bairro do Butantã em São Paulo-SP. A Tabela 1 mostra os dados de 40 tirantes ensaiados na obra, com suas respectivas informações geométricas e de caracterização geotécnica.

Tabela 1 - Dados experimentais para treinamento e testes do modelo *Fussy* proposto

Amostra	Tirantes	Solo	SPT	Diâmetro do furo (m)	L _b (m)	K (kN/m ²)	β	Capacidade de Carga * (kN)
1	TR-A-119	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	2,839712482	1,97	1674,00
2	TR-A-47	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	3,888833283	1,97	1440,00
3	TR-A-20	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,246209861	1,97	1424,00
4	TR-A-19	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,651746757	1,97	1560,00
5	TR-A-128	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	3,282463353	1,97	1935,00
6	TR-A-124	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	2,748108854	1,97	1620,00
7	TR-A-127	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	2,748108854	1,97	1620,00
8	TR-A-126	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	3,053454282	1,97	1800,00
9	TR-A-112	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	2,671772496	1,97	1575,00
10	TR-A-44	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	4,212902724	1,97	1560,00
11	TR-A-40	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	4,104879577	1,97	1520,00
12	TR-A-15	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,246209861	1,97	1424,00
13	TR-A-14	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,246209861	1,97	1424,00
14	TR-A-13	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	3,93609341	1,97	1320,00
15	TR-A-12	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	3,816817852	1,97	1280,00
16	TR-A-06	Silte Argiloso	13,00	0,127	9	3,816817852	1,97	1440,00
17	TR-A-07	Silte Argiloso	13,00	0,127	9	4,198499637	1,97	1584,00
18	TR-A-50	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	3,888833283	1,97	1440,00
19	TR-A-54	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	4,32092587	1,97	1600,00
20	TR-A-53	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	4,32092587	1,97	1600,00
21	TR-A-52	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	4,32092587	1,97	1600,00
22	TR-A-51	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	3,67278699	1,97	1360,00
23	TR-A-49	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	3,456740696	1,97	1280,00
24	TR-A-48	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	3,780810137	1,97	1400,00
25	TR-A-46	Silte Argiloso	14,67	0,127	8	3,888833283	1,97	1440,00
26	TR-A-28	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,174644526	1,97	1400,00
27	TR-A-27	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	3,864528075	1,97	1296,00
28	TR-A-26	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	3,93609341	1,97	1320,00
29	TR-A-25	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,055368968	1,97	1360,00
30	TR-A-24	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,055368968	1,97	1360,00
31	TR-A-23	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,246209861	1,97	1424,00
32	TR-A-22	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,055368968	1,97	1360,00
33	TR-A-21	Silte Argiloso	13,00	0,127	8	4,174644526	1,97	1400,00
34	TR-A-125	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	3,511472424	1,97	2070,00
35	TR-A-123	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	3,206126996	1,97	1890,00
36	TR-A-122	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	3,328265167	1,97	1962,00
37	TR-A-121	Silte Argiloso	22,00	0,127	9	3,206126996	1,97	1890,00
38	TR-A-120	Silte Arenoso	29,33	0,127	12,5	1,770688694	1,97	1875,00
39	TR-A-09	Silte Argiloso	10,67	0,127	8	4,496397616	1,97	1288,00
40	TR-A-08	Silte Argiloso	10,67	0,127	8	5,027028391	1,97	1440,00

*Valores extrapolados matematicamente a partir de ensaios de recebimento.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Apresenta-se nos itens que se seguem os resultados obtidos utilizando-se a Lógica *Fuzzy*, bem como discussão dos resultados. A fim de se avaliar o desempenho do modelo preditor proposto, uma comparação com os métodos clássicos (Mohr-Coulomb, Ostermayer, Bustamante e Porto) foram realizados, mostrando-se que os resultados encontrados foram satisfatórios.

5.1 ALGORITMO DE PREDIÇÃO - TREINAMENTO DO MODELO.

Os dados apresentados na Tabela 1 tiveram suas linhas tomadas como aleatórias, das quais 32 amostras do total de 40 amostras (80%) foram “sorteadas” e utilizadas para treinar o modelo conforme mostrado na Figura 4.

Após múltiplos testes de randomização das linhas, o melhor resultado foi alcançado quando as linhas da Tabela 1 foram organizadas na seguinte ordem de número de amostras:

$S = \{12, 8, 20, 35, 24, 21, 33, 27, 2, 29, 1, 31, 34, 17, 25, 5, 10, 14, 39, 15, 13, 19, 23, 38, 36, 9, 26, 40, 3, 7, 37, 22, 28, 32, 16, 6, 18, 4, 11, 30\}$.

O primeiro treinamento foi feito com as primeiras 32 amostras de S, nas quais tem-se o primeiro conjunto de treinamento:

$S_{\text{Treinamento}} = \{12, 8, 20, 35, 24, 21, 33, 27, 2, 29, 1, 31, 34, 17, 25, 5, 10, 14, 39, 15, 13, 19, 23, 38, 36, 9, 26, 40, 3, 7, 37, 22\}$.

Os resultados deste primeiro treinamento podem ser resumidos como segue. A matriz P alcançada é mostrada na Tabela 2.

Tabela 2 - Vetor P para o primeiro treinamento

\vec{P}
-2882
188
177
351
-5234
942
-1728
601

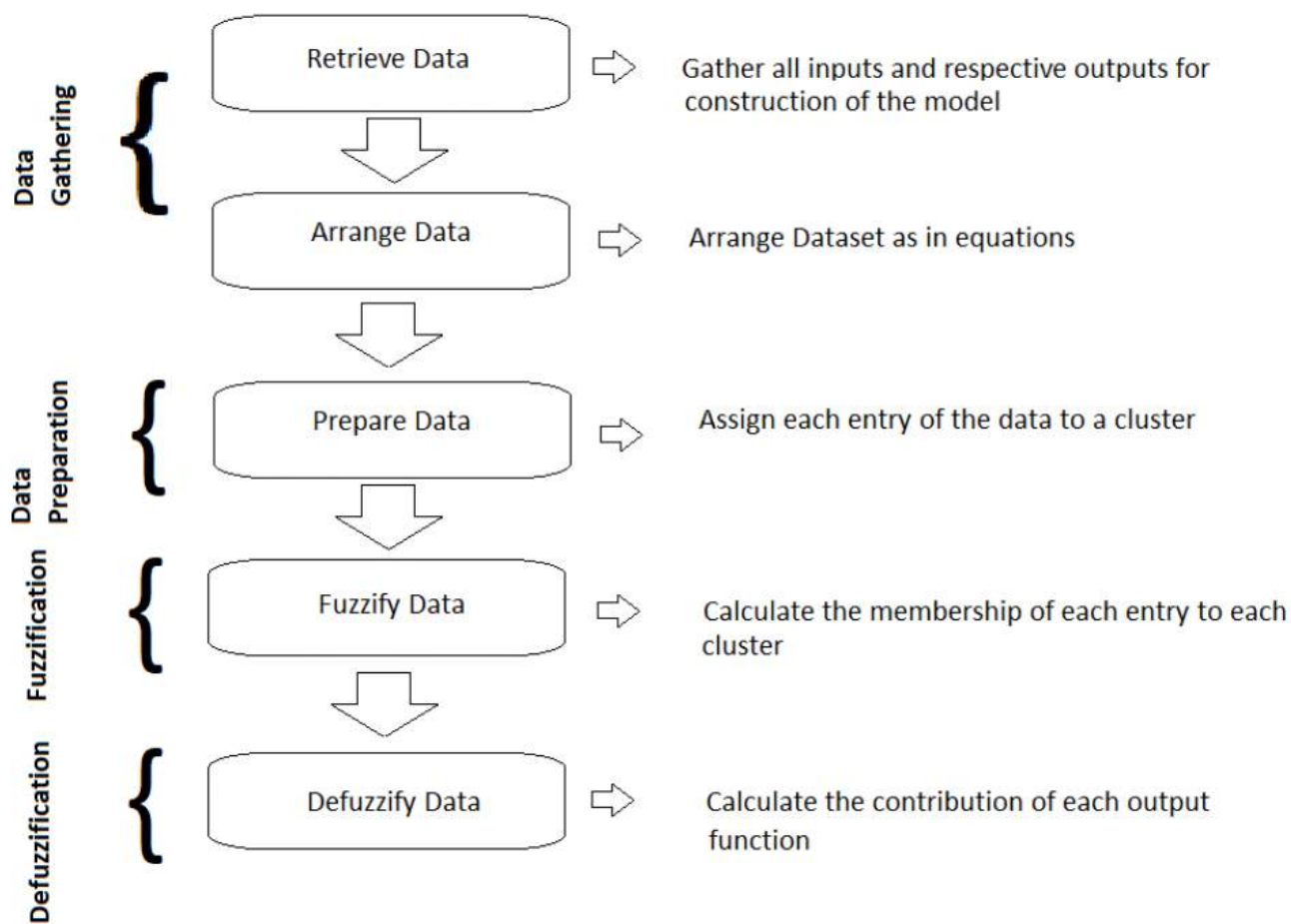


Figura 4 - Fluxograma do algoritmo de treinamento do modelo

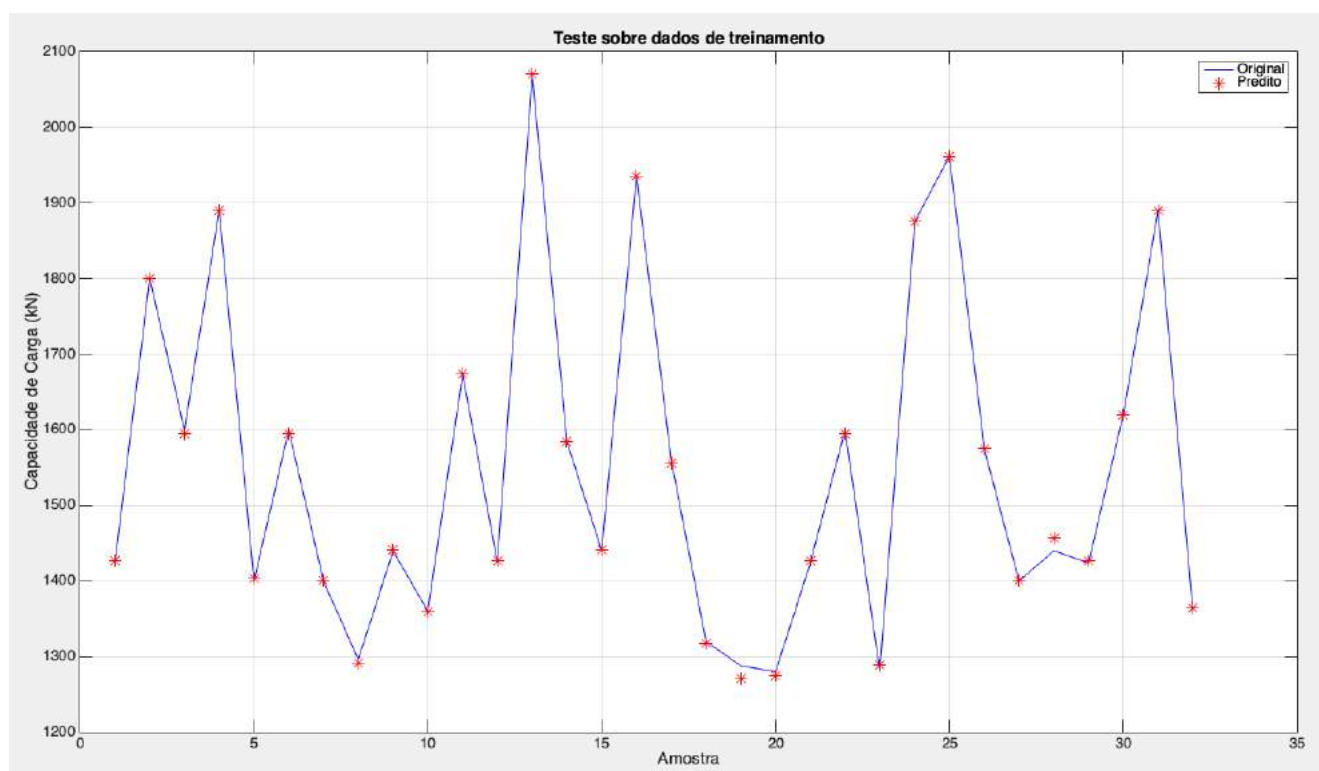


Figura 5 - Curva de previsão sobre os dados de treinamento em comparação com os dados experimentais originais

A partir da Figura 5, pode-se ver facilmente o quão bem o modelo prevê a capacidade de carga nos dados de treinamento. Na próxima seção, o modelo será testado para dados fora do conjunto de treinamento.

5.2 ALGORITMO DE PREDIÇÃO - TESTES REALIZADOS DO MODELO

Os dados apresentados na Tabela 1 tiveram suas linhas tomadas como aleatórias, das quais 8 amostras do total de 40 amostras (20%) foram “sorteadas” e utilizadas para testar o modelo conforme mostrado na Figura 6.

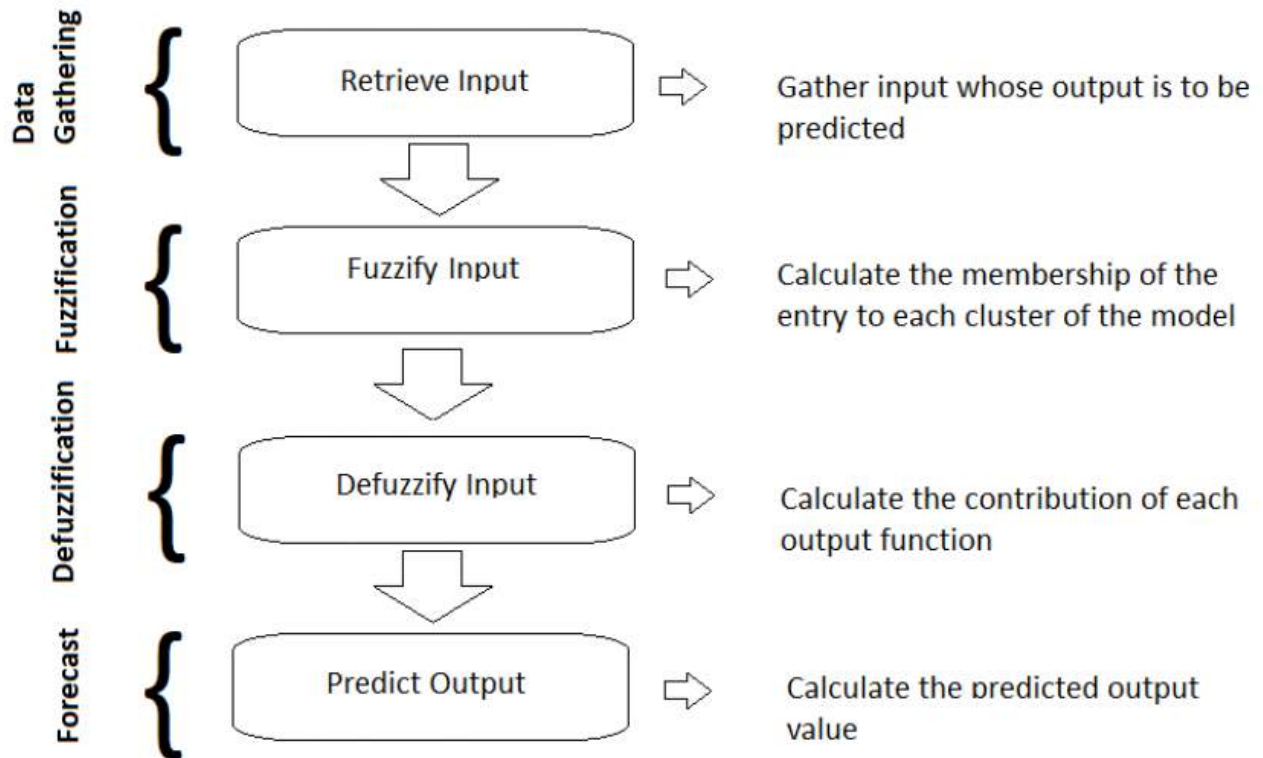


Figura 6 - Fluxograma do algoritmo de teste do modelo

Cada etapa mostrada na Figura 6 refere-se a uma parte do processo de teste do modelo preditivo. Após sua predição é possível comparar o valor predito com o valor real de saída (caso esteja disponível), de forma que a acurácia do modelo possa ser medida por meio de medidas de erro como RMSE (*Root Mean Square error*), por exemplo. Para este teste, é utilizada uma técnica de “janela deslizante”.

Em primeiro lugar, os dados a serem testados serão as amostras no seguinte conjunto (Linhas da tabela 1):

$$S_{\text{Teste}} = \{28, 32, 16, 6, 18, 4, 11, 30\}.$$

O teste usando a técnica da janela deslizante será realizado da seguinte forma:

- (I) Para prever a 1ª amostra de S_{Teste} , que é a 33ª amostra de S , o modelo será treinado usando as amostras 1 a 32 de S .
- (II) Para prever a 2ª amostra do conjunto de S_{Teste} , que é a 34ª amostra de S , o modelo será treinado usando as amostras 2 a 33 de S .
- (III) Para prever a enésima (n^{a}) amostra de S_{Teste} , que é a $(n+32)^{\text{a}}$ amostra de S , o modelo será treinado usando as amostras n até $(n + 31)$ de S .

A Tabela 3 resume o teste final. Mostra as amostras testadas (com índices de 1), os valores previstos como em (COULOMB, 1776), (OSTERMAYER, 1974), (BUSTAMANTE e DOIX, 1985), (PORTO, 2015) e as previsões pelo modelo proposto neste trabalho.

Tabela 3 - Resultados do teste em comparação com dados originais e outros autores (kN)

Índice dos dados amostrais	Valores Experimentais	Mohr-Coulomb (1776)	Ostermayer (1974)	Bustamante (1985)	Porto (2015)	Modelo Proposto
28	1320	756	1070	2439	2639	1317
32	1360	756	1070	2339	2719	1359
16	1440	906	1203	2518	2879	1450
6	1620	917	1204	2914	3240	1619
18	1440	729	1070	2439	2879	1440
4	1560	756	1070	2640	3119	1568
11	1520	729	1070	2439	3039	1515
30	1360	756	1070	2339	2719	1359

A Figura 7 mostra o gráfico com os resultados apresentados na Tabela 3.

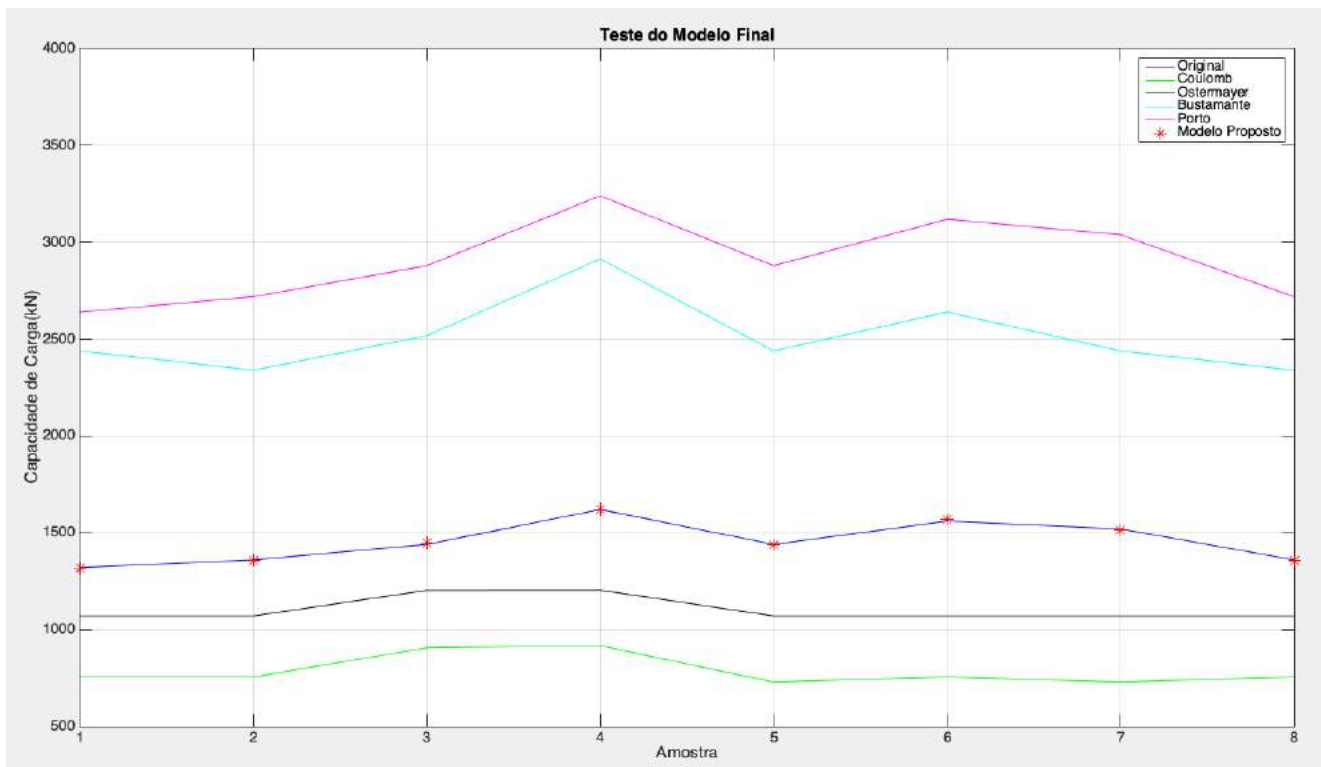


Figura 7 - Curva de previsão sobre os dados de teste em comparação com os dados originais e outros modelos

5.3 ESTUDO DA ASSERTIVIDADE DO MODELO

Outra visão sobre a acurácia dos resultados de cada modelo em comparação com os dados experimentais originais pode ser vista na Figura 8, que mostra a distribuição de 15 quantis de resultados de cada modelo igualmente espaçados.

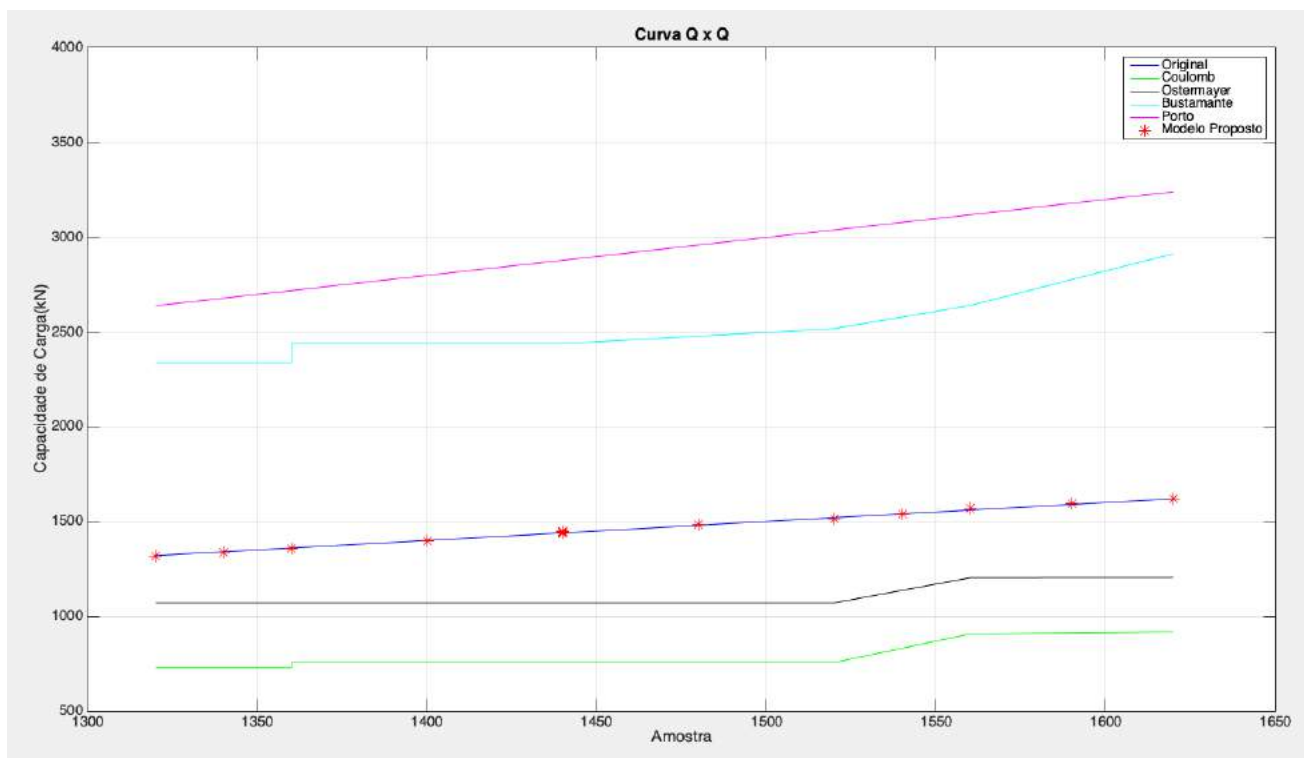


Figura 8 - Gráfico Q x Q comparando os modelos e os resultados experimentais

Pode-se usar os dados de 3 para calcular o RMSE do modelo proposto e dos outros modelos existentes para verificar a melhoria proporcionada pelo modelo. O RMSE (erro quadrático médio) é uma medida de um erro de modelo comparando-o com os dados esperados a serem previstos. A Tabela 4 mostra os valores de RMSE de cada modelo analisado e o modelo proposto neste artigo.

Tabela 4 - Comparação RMSE entre o modelo proposto e os modelos existentes

RMSE				
Mohr-Coulomb (1776)	Ostermayer (1974)	Bustamante (1985)	Porto (2015)	Modelo Proposto
671	360	1062	1456	4,9

Tanto na Figura 8 como na Tabela 4 pode-se observar a melhoria significativa do modelo previsto em relação ao modelo proposto por Porto (2015) e demais métodos clássicos para previsão de capacidade de carga de tirantes.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na Engenharia Geotécnica é extremamente comum tentar encontrar a carga máxima que a ancoragem pode suportar considerando formulações analíticas que possuem correlações com SPT. Nas últimas décadas vários pesquisadores se dedicaram a esse desafio, no entanto, nenhum obteve 100% de êxito. Este artigo forneceu um novo modelo para encontrar a carga máxima das ancoragens considerando uma grande variabilidade de fatores que influenciam o comportamento dos tirantes. Os resultados obtidos foram próximos dos valores extrapolados dos ensaios de desempenho, mostrando-se uma alternativa viável para o dimensionamento de ancoragens.

Foi criado um modelo *fuzzy* baseado em algumas características específicas da ancoragem e seu meio. O modelo mostrou-se adequado na previsão da carga máxima de tirantes protendidos e reinjetáveis.

É importante salientar que como qualquer modelo, o modelo proposto precisou de dados (amostras de treinamento). No caso de uma obra nova em que não existem ensaios antes dos projetos, os dados de treinamento podem ser criados usando informações de obras semelhantes feitas com o mesmo material (ou material semelhante) da obra em estudo. Portanto, para validar o modelo é importante uma calibração prévia considerando um banco de dados de obras similares existentes.

Para trabalhos futuros, os autores pretendem aprimorar o modelo acrescentando características adicionais, como as qualitativas (metodologia executiva, experiência do construtor, etc.). Outro ponto de melhoria é mesclar o modelo com as redes neurais artificiais (RNA) para aprimorar seus recursos de previsão.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo gostariam de agradecer os Engenheiros Argimiro Alvarez Ferreira e Paulo Sergio Amalfi Meca do Metrô de São Paulo, pelo apoio nesta pesquisa, através da disponibilização (para fins acadêmicos) do banco de dados do controle executivo da Estação Vila Sônia do Metrô (Linha 4 - Amarela), ao longo da Avenida Francisco Morato, no bairro do Butantã em São Paulo-SP.

REFERÊNCIAS

- [1] PORTO, T. B. **Ancoragens em solos: comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle.** Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Minas Gerais, Brasil. 2015.
- [2] PORTO, T. B., GOMES, R. C. **Proposta de uma formulação simplificada para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil. 2016.
- [3] COSTA NUNES, A. J. **Ground Prestressing – First Casagrande Lecture.** VIII CPAMSEF, Cartagena, Colombia. 1987.
- [4] BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. **Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés.** Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 1985, No 140, pp. 75-92.
- [5] SHAHIN, M. A., JAKSA, M. B.; **Neural network prediction of pullout capacity of marquee ground anchors,** Computers and Geotechnics, Volume 32, Issue 3, 2005, Pages 153-163.
- [6] SHAHIN, M. A., JAKSA, M. B.; **Pullout capacity of small ground anchors by direct cone penetration test methods and neural networks.** Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, no. 6, 2006, p. 626.
- [7] SAMUI P., SAINI I.; **Utilization of multivariate adaptive regression splines (mars) for prediction of pull out capacity of small ground anchor.** Int. J. Advance. Soft Comput. Appl., Vol. 5, No. 1, March 2013.
- [8] SAMUI, P.; **Determination of Pull Out Capacity of Small Ground Anchor Using Data Mining Techniques.** Data Mining and Analysis in the Engineering Field, edited by Vishal Bhatnagar, IGI Global, 2014, pp. 80-88.
- [9] SAMUI, P., KIM, D., AIYER, B.G.; **Pullout capacity of small ground anchor: a least square support vector machine approach.** J. Zhejiang Univ. Sci. A 16, 295-301 (2015).
- [10] KALOOP, M. R.; HU, J. W.; ELBELTAGI, E.; **Predicting the Pullout Capacity of Small Ground Anchors Using Nonlinear Integrated Computing Techniques.** Shock & Vibration, [s. l.], p. 1-10, 2017.
- [11] MOHANTY, R., SUMAN, S., DAS, S.K.; **Modelling the Pull-out Capacity of Ground Anchors Using Multi-objective Feature Selection.** Arab J Sci Eng 42, 1231-1241 (2017).
- [12] GONG, W., WANG, L., KHOSHNEVISAN, S. JUANG, C. H., HUANG, H., ZHANG, J.; **Robust Geotechnical Design of Earth Slopes Using Fuzzy Sets.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2015, 141(1).
- [13] BUI, D. T., MOAYEDI, H., GOR, M., JAAFARI, A., FOONG, L. K.; **Predicting Slope Stability Failure through Machine Learning Paradigms.** ISPRS Int. J. Geo-Inf. 8, 395. 2019.
- [14] MOAYEDI, H. BUI, D. T., KALANTAR, B., FOONG, L. K.; **Machine-Learning-Based Classification Approaches toward Recognizing Slope Stability Failure.** Appl. Sci. 9, 4638.2019.

- [15] DERIS, A. M., SOLEMON, B.; **Classification of slope stability based on Artificial Neural Network and Naive Bayes.** Journal of Energy & Environment. A. Mat Deris *et al.*, Vol. 12, No. 2, 2020.
- [16] SILVA, M. A., SIEIRA, A. C. C. F.; **Aplicação de um modelo de inteligência computacional híbrido (neuro-fuzzy) na previsão do potencial de ruptura de taludes.** Rev. Episteme Transversalis, Volta Redonda-RJ, v.11, n.1, p.155-180, 2020.
- [17] BHARATI, A.K., RAY, A., KHANDELWAL, M. *ET AL.*; **Stability evaluation of dump slope using artificial neural network and multiple regression.** Engineering with Computers (2021).
- [18] ALKROOSH I., NIKRAZ H.; **Predicting axial capacity of driven piles in cohesive soils using intelligent computing, Engineering Applications of Artificial Intelligence**, Volume 25, Issue 3, 2012, Pages 618-627.
- [19] MOSALLANEZHAD, M., MOAYEDI, H. **Developing hybrid artificial neural network model for predicting uplift resistance of screw piles.** Arab J Geosci 10, 479 (2017).
- [20] BUI, D. T., MOAYEDI, H., GOR, M., JAAFARI, A., FOONG, L. K.; **Predicting Slope Stability Failure through Machine Learning Paradigms.** ISPRS Int. J. Geo-Inf. 8, 395. 2019.
- [21] LIANG, S., FOONG, L.K. & LYU, Z.; **Determination of the friction capacity of driven piles using three sophisticated search schemes.** Engineering with Computers (2020).
- [22] WANG, Z. Z., XIAO, C., GOH, S. H., DENG, M. X.; **Metamodel-Based Reliability Analysis in Spatially Variable Soils Using Convolutional Neural Networks.** ASCE. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2021, 147(3).
- [23] CHENG, M. Y., TSAI, H. C., KO, C. H., CHANG, W. T.; **Evolutionary Fuzzy Neural Inference System for Decision Making in Geotechnical Engineering.** JOURNAL OF COMPUTING IN CIVIL ENGINEERING. ASCE. 22(4):272-280. 2008.
- [24] ADOKO, A. C., WU, L.; **Fuzzy Inference Systems-based Approaches in Geotechnical Engineering - a Review.** EJGE. v. 16. p. 1543-1558. 2011.
- [25] SAMUI P. **Application of Artificial Intelligence in Geo-Engineering.** In: Correia A., Tinoco J., Cortez P., Lamas L. (eds) Information Technology in Geo-Engineering. ICITG 2019. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Springer, Cham. 2020.
- [26] MOAYEDI, H., MOSALLANEZHAD, M., RASHID, A.S.A. *ET AL.*, **A systematic review and meta-analysis of artificial neural network application in geotechnical engineering: theory and applications.** Neural Comput & Applic 32, 495-518 (2020).
- [27] EBID, A.M. **35 Years of (AI) in Geotechnical Engineering: State of the Art.** Geotech Geol Eng 39, 637-690 (2021).
- [28] FONSECA, A. M. C. **Sugestão de norma para estudo, projeto e execução de contenções com emprego de tirantes de aço, protendidas e ancoradas em solo e rocha.** IV COBRAMSEF, Rio de Janeiro, v.II, p.285-326. 1970.
- [29] KUHN, B. A. **Ancoragens provisórias em solos argilosos no Metrô de São Paulo.** IV COBRAMSEF, Rio de Janeiro, v.I, s. III, p. 42-93. 1970.
- [30] DIN 4125. **"Soil and rock anchors, temporary soil anchors, analysis, structural design and testing"**. Norma Alemã 4125. Parte I. Alemanha. 1972.
- [31] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-565 - Estruturas ancoradas no terreno - Ancoragens injetadas no terreno: Procedimento.** Rio de Janeiro, 1975.
- [32] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629 - Estruturas ancoradas no terreno - Ancoragens injetadas no terreno: Procedimento.** Rio de Janeiro, 1977.
- [33] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629 - Execução de Tirantes Ancorados no Terreno.** Rio de Janeiro. 1996.
- [34] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629 - Execução de Tirantes Ancorados no Terreno.** Rio de Janeiro. 2006.
- [35] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629 - Tirantes ancorados no terreno - projeto e execução.** Rio de Janeiro. 2018.
- [36] VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile.** In: CONFERENCE ON SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich. Proceedings... Zurich, Vol 2, 1953, pp. 84-90.
- [37] OSTERMAYER, H. **Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors.** Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages. Institution of Civil Engineers of London, 1974, pp. 141-151.
- [38] BS 8081. **Code of practice for ground anchorages.** British Standards Institution (BSI), LONDON, UK. 1989.
- [39] PTI. **Recommendations for prestressed rock and soil anchors.** Post-Tensioning Institute. Farmington Hills, USA, 1996.

- [40] ORTIGÃO, J.A.R.; PALMEIRA, E.M.; **Solo grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE), 1., 1992, Rio de Janeiro, Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1997. p. 57-74.
- [41] FHWA-IF-99-015. **Ground anchors and anchored systems**. Federal Highway Administration. Geotechnical Engineering Circular Nº 4. Washington, June. 1999.
- [42] SOUZA, R. N. **Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 331 p, 2001.
- [43] AS 4678-2002. **Earth retaining structures. Australian Standard. Standards Australia International**. Sydney, Australia. 2001.
- [44] JOBERT JR, I. O.; MALLMANN, W.; IORIO, W. R. **Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes Autoperfurantes Tipo Tubular**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE V. São Paulo. 2004.
- [45] FALCONI, F. Concurso: **“Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis”**; IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Salvador-BA. 2005.
- [46] CFEM. **Canadian Foundation Engineering Manual**. Canadian Geotechnical Society. 2006.
- [47] LABUZ, J. F., ZANG, A.; **Mohr–Coulomb Failure Criterion**. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*. 45:975–979. 2012.
- [48] SONG Q., Chissom, B.S.; **Forecasting enrollments with fuzzy time series - Part I**, *Fuzzy Sets and Systems*, Volume 54, Issue 1, 1993a, Pages 1-9.
- [49] SONG Q., Chissom, B.S.; **Fuzzy time series and its models**, *Fuzzy Sets and Systems*, Volume 54, Issue 3, 1993b, Pages 269-277.
- [50] CHEN, S.M.; **Forecasting enrollments based on fuzzy time series**, *Fuzzy Sets and Systems*, Volume 81, Issue 3, 1996, Pages 311-319.
- [51] YU, H.K.; **Weighted fuzzy time series models for Taiex forecasting** *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, Elsevier, vol. 349(3), 2005, pages 609-624.
- [52] TEOH H. J., CHENG C.H., CHU H.H., CHEN J.S.; **Fuzzy time series model based on probabilistic approach and rough set rule induction for empirical research in stock markets**, *Data and Knowledge Engineering*, Vol. 67 (1), 2008, pages 103–117.
- [53] SINGH P., DHIMAN G., KAUR A.; **A quantum approach for time series data based on graph and schrodinger equations methods**, *Modern Physics Letters A*, Vol. 33 (35), 2018, pages 1–23.

RAIL TUNNEL FLOOR STABILIZATION WITH STRUCTURAL SILICATE TO ELIMINATE DIFFERENTIAL SETTLEMENTS

Bruno Leonardo Rossi

BRSEAL, Technical Director, São José dos Campos, Brasil

Marcelo Tozzo & Tiago Barros

MRS Logística, Rio de Janeiro, Brasil

Maurice Leise & Harald Schmitt

WEBAC Chemie, Hamburgo, Alemanha

Abstract: Consolidation injections to re-establish the track bed of a Railway Tunnel in Brazil. The tunnel (tunnel 14) is part of the Centro line, in the municipality of Mendes, in the state of Rio de Janeiro. For the reinstatement, a system, based on silicate resin was used. The system was used to fill up the voids caused by the loss of fine material and granular base. The voids occurred due to water percolation, together with the dynamic load of the trains passing. The passing trains causing a “vibratory” effect of this material towards the fault below the concrete slab. The effect was occurring for decades. The advantage of the option to use resin was the quick reaction, with and without the presence of water and its quick development of a load bearing capacity, reaching a final resistance of more than 75 MPa. Therefore, it is predestined for the use during limited time periods of maintenance intervals before proceeding with rail traffic.

1. INTRODUCTION

In this work, we aim to present a new technology for stabilization and consolidation of soil and concrete, using structural silicate-based injection resins.

1.1 PROBLEM DESCRIPTION

It is a tunnel built in 1864, duplicated in 1914, with 74.83 meters in length and with a ballasted line. In 2015, it began to show major repression with leakage of ballast, as shown in Figure 1, which led to a more detailed assessment of the pathology.

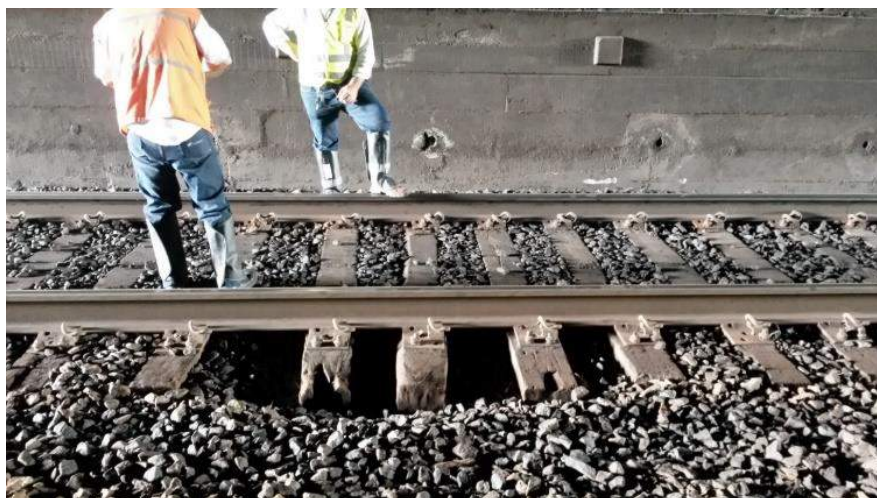


Figure 1- Ballast escape

In the inspection, several cracks were found in the tunnel floor slab, a considerable part of the ballast was carried under the slab, as shown in Figures 2, 3 and 4.



Figure 2 - Crack on the floor slab



Figure 3 - Crack on the floor slab

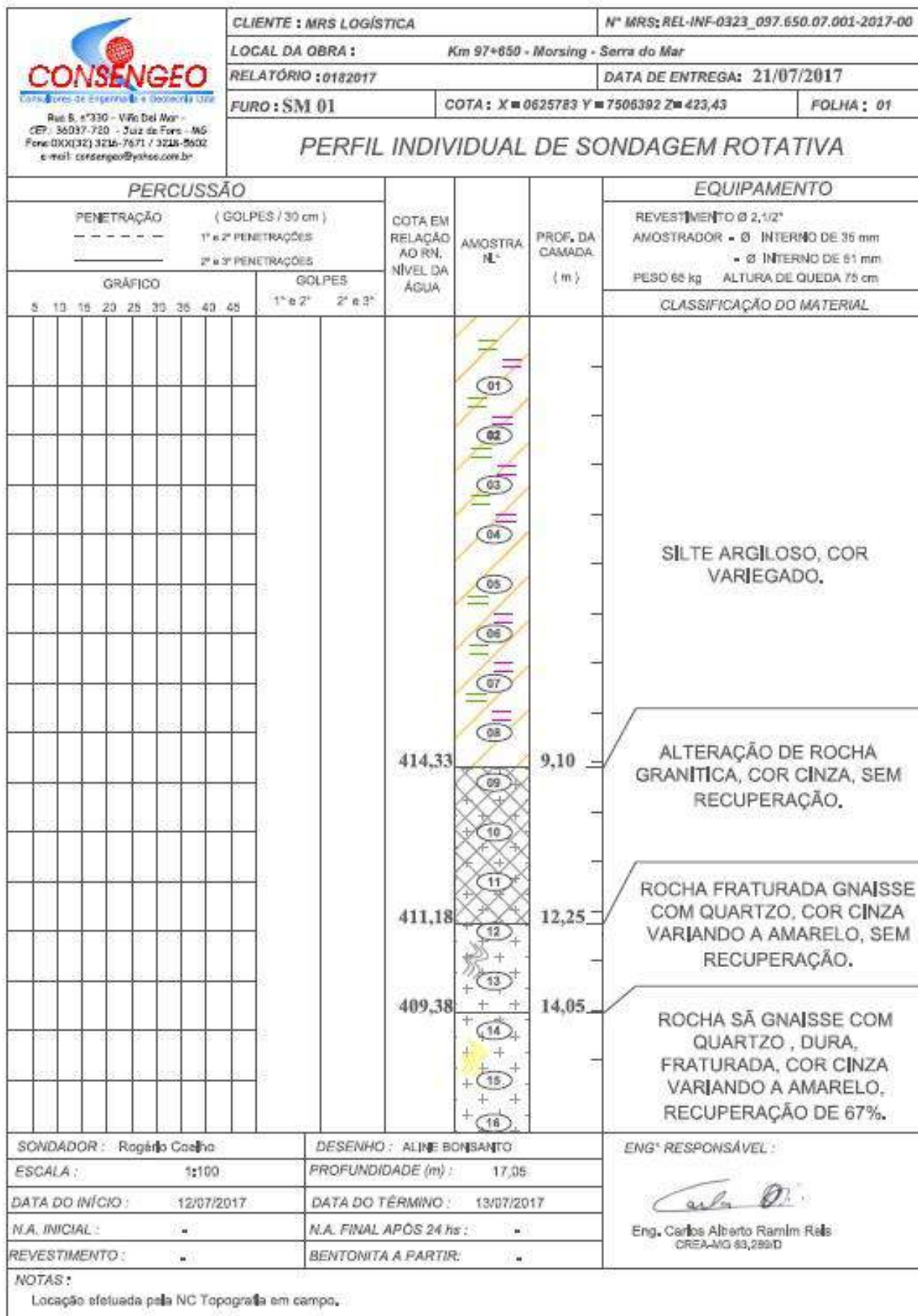


Figure 4 - Inspection with rotary boring

With inspection points and the crack itself, the loss of the thin material that made up the filling of the slab support base was found, which led to the leakage of the railroad ballast.

Several challenges were imposed for the treatment of pathology:

- a) **Operational Interval:** The tunnel is located in a strategic region for the delivery of cargo to the ports of the State of Rio de Janeiro and, despite having two lines, the interruption of one of them, has a great impact on the operational model and commitments to customers. Thus, the possibilities of stopping were only 3 to 6 hours a day on one of the lines, maintaining the operability of the two lines after the break.
- b) **Presence of constant water flow:** Horizontal drains with constant water flow, as well as the appearance of water through the cracks in the floor slab proves the percolation of water under the tunnel floor, which removed part of the fine material that came to create the voids in place.
- c) **Ballast:** The presence of ballast of approximately 70 centimeters in height (with variations up to 100 cm) makes it difficult to see the slab as well as access to it, given the need to keep the line operational.

The need to plan the treatment of the pathology with the premises imposed on the project became a challenge to the engineering team that was in search of a methodology and product that would meet the objective.

2. MATERIAL AND METHOD

Select a system that could be applied in a few hours and that already acquired resistance to support the load of a 33 ton locomotive per axle right after its application.

Find a system that reacts both in an environment with high humidity and the presence of water, even in drier places. Material with penetrating power, viscosity to permeate cracks, soil, sand and granular material. A structural resin injection system, without expansion, with rapid cure and that could be applied in this period of time and under these conditions was chosen.

2.1 Recovery modeling

2.1.1 Type of product

- Viscosidade menor que 300 mPa-s (ISO 3219)
- Final compressive strength greater than 70 Mpa (ISO 604)
- Flexural strength greater than 20 MPa (ISO 178)

Values admitted as minimum for the project.

2.1.2 Definition of the intervention area

According to the survey of the ballast leakage location and where the biggest cracks were located, the intervention area was designed, being it 100m² (one hundred square meters), with 4 meters across the line and 25 meters longitudinally, with the main crack in its center.

In order to prevent SILCompact (material chosen for this treatment) from going to paths outside this area of intervention, the insulation was planned with a containment, Silfill, also Silicate material with an expansive but less resistant characteristic.

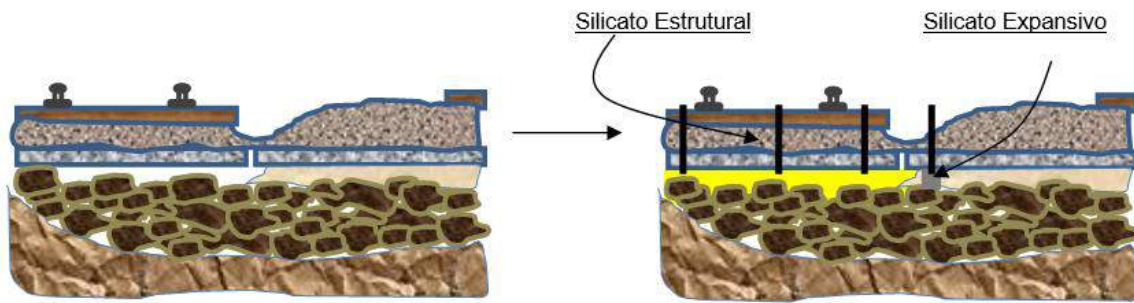


Figure 5 - Representation of the sub-base with the void and subsequent application of the designed solution

2.1.3 Detachment of the drills, holes and the application method

In order to dimension the mesh of holes and application, it was necessary to take into account the impossibility of removing the dormant from the line, since there would not be enough time to recompose the track and restore the circulation of the trains. In the same way, it was necessary to recompose the ballast after installing the injection nozzle to maintain safety in the railway operation. In this way, the mesh of holes had to obey the space left by the sleepers and provide a radius of action of the product capable of filling all voids in its path.

Therefore, we built a mesh of internal holes of 44 lines between sleepers, each line with 7 holes, approximately 50 cm between them. As the sleep is spaced 54 cm from axis to axis, we guarantee an application radius of 25 to 27 cm.



Figure 6 - Project for Injection Points – planning (initial)

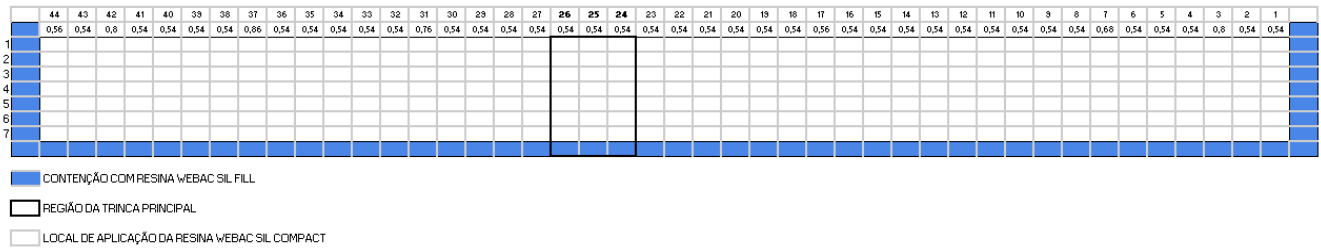


Figure 7 - Injection points – performed (due to actual spacing between sleepers)

2.1.4 Containment application for zoning

The containment with the expansive Silicate was carried out in a hole mesh with a spacing of 40 cm between them, aiming at a maximum closing of the surroundings.

The entire zoning process was carried out without the possibility of seeing the consolidation of the material below the floor, which led us to planning and testing prior to application.

Another challenge was not to let the expansive material occupy the area of application of the structural silicate, which, with the lack of visibility of the process taking place, increased the possibility of failure of the containment.

In order to try to ensure that containment was carried out without the product occupying the space of the structural silicate, it was necessary to measure the amount of expansive product applied. In this way, according to the tests done previously with the pump and the product, the application in each hole was defined in a period of 10 seconds.

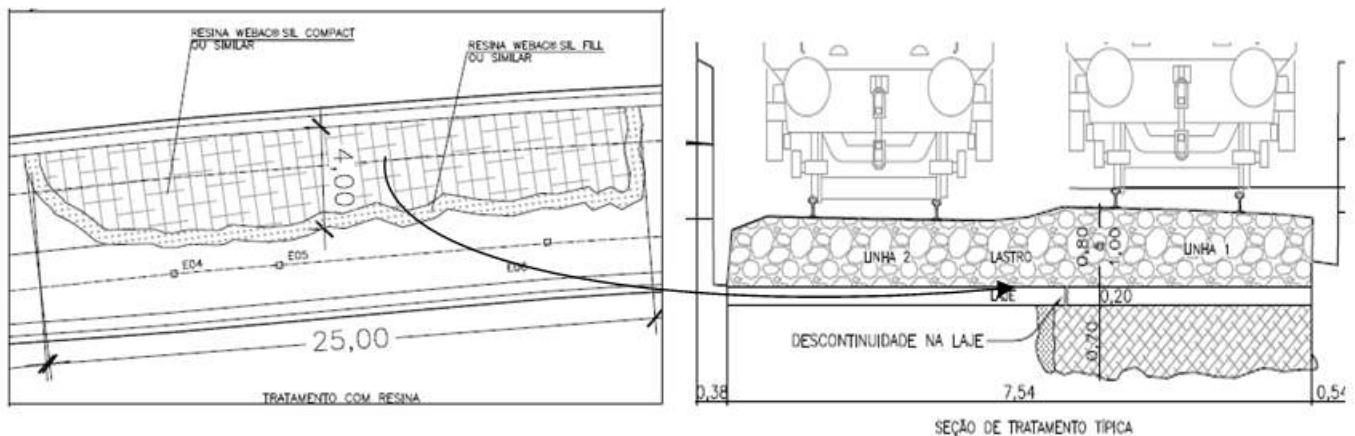


Figure 8 - Containment project with WEBAC® SILfill

2.2 EXECUTIVE PROCESS

With the application planned, we followed the executive process with the execution premises: guarantee the application within the interval period with an average of 4 hours, leaving the line in operational conditions at the end. In this way we follow the sequence:

- Removal of the ballast
- Perforation of the slab and installation of the injection tube
- Reconstruction of the Ballast
- Packers installation
- Resin application

2.2.1 Removal of the ballast

The ballast was removed in its great majority by the ballast remover. Due to its capacity and speed in the removal of the ballast, the use of this equipment was essential to guarantee the time of removal of the ballast, drilling and installation of the tubes and the restoration of the ballast in the period of 4 hours of interval.

The ballast was opened in niches between sleepers, one in 3 sleepers, so that, if there was no time to restore the ballast, there would be no risk in the passage of the railway vehicle.

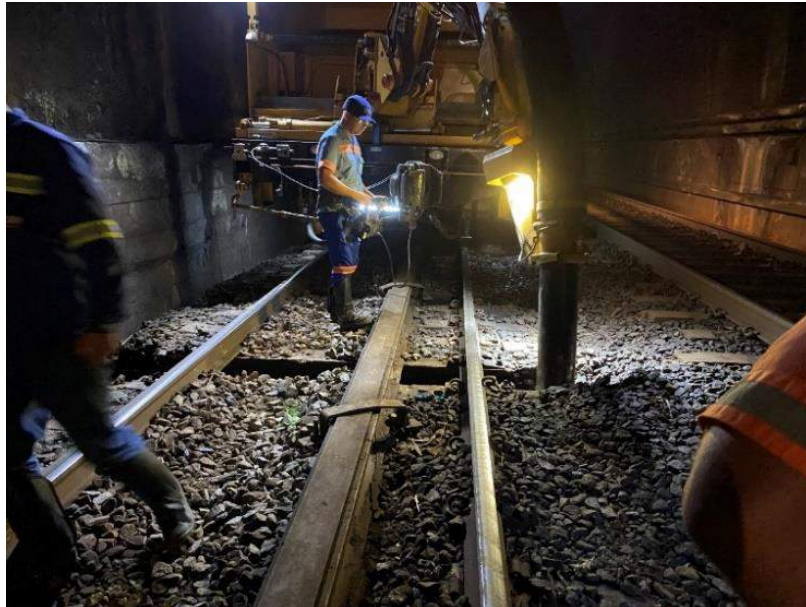


Figure 9 - Ballast stripping with special equipment "Railvac"

2.2.2 Perforation of the slab and installation of the injection tube

The drilling of the slab, carried out after opening the ballast, was carried out with a high impact drill, with a 10 mm drill. The difficulty of this activity was to position itself in a "ditch" between the sleepers, approximately 70cm high.

After drilling, a 1.20 m pipe was installed that went beyond the slab and the other end was above the sleeper, allowing the ballast to close and the subsequent injection.



Figure 10 - Drilling the slab below the ballast



Figure 11 - Injection packer and tube installed



Figure 12 - Grid of injection tubes after installation

2.2.3 *Injection of the structural silicate resin*

The injection of the product was performed, for the most part, sequentially from the extremity to the center of the area (region of the pathology).

We had two injection stages. The first being estimated to use 2,800 kg of the product, which would fill an area of 100 m², with an average void height of 2 cm (average H).

The estimate took into account the previous prospects that were possible, as well as the irregular formation of the tunnel sub-base (rock fragments from the excavation and thin compacted material to support the slab).

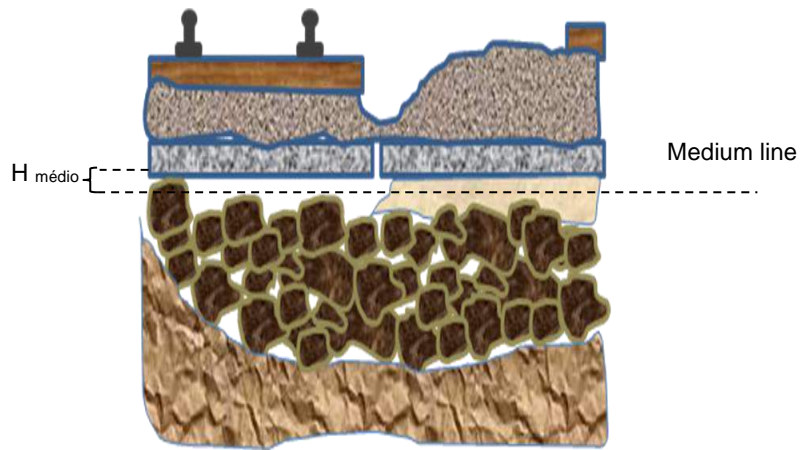


Figure 13 - Estimation of volume of the void

However, we arrived with the estimated amount in half of the area, which made us consider the average H of 4 cm, doubling the estimate.

We restarted the injection starting from the opposite end to the first, closing the area around the center of the pathology.

With about 4,700 kg of the product in total, the work ended when the last holes no longer accepted the injection, reaching a real average H of 3.35 cm



Figure 14 - Injection of material with two-component injection equipment



Figure 15 - Injection of the structural silicate



Figure 16 - Packer injected with structural silicate resin

3. RESULT ANALYSIS

After injections of the structural silicate resin, test holes were drilled in the slab and the presence of the yellowish material, characteristic of the structural silicate, was visually observed. injections. A comparative analysis was also made with the history of repression of the tunnel and this stabilization was noted in it.

4. CONCLUSIONS

The system adopted has proved to be efficient so far, as there was no more repression or leakage of ballast inside the tunnel.

It also proves to be an interesting system for different situations, because of its low viscosity, it has a great capacity for penetration into soil and concrete, as well as, for having a very fast reaction of resistance gain, it can be used in short periods, as intervals small maintenance, in addition to being able to be used in several application environments as with great presence of water, only humid or dry places.

5. BIBLIOGRAFIC REFERENCES

- [1] Behnam Iranpour, Abdolhosein Haddad **The influence of nanomaterials on collapsible soil.**
- [2] Yu Huang, Lin Wang, **Laboratory investigation of liquefaction mitigation in silty sand using nanoparticles.**

RAMAL FERROVIÁRIO DO SUDESTE DO PARÁ E OS ASPECTOS GERAIS DA EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM NATM

Clency Kelerman Matos de Souza

Mestranda Engenharia Civil – PUC Rio, Engenheira Civil - UFPA, Belém, Pará, Brasil

Júlio Augusto de Alencar Júnior

Phd. Geotecnia - University of Alberta, Msc. Engenharia Civil – PUC Rio, Engenheiro Civil - UFPA, Belém, Pará, Brasil

Resumo: O presente trabalho tem como objetivo analisar a implantação de túneis através do método de execução NATM (*New Austrian Tunneling Method*), no estado do Pará. O estado possui diversas obras de infraestrutura, muitas delas de grande porte, sendo que, objetivando economia e a melhor localização, em certos casos, se faz necessária a implantação de túneis. Este estudo é focado no estudo de caso do Ramal Ferroviário do Sudeste do Pará abordando os principais conceitos que interferem na execução de uma escavação subterrânea, como a escolha do método de escavação, a sequência de escavação e aspectos relativos à segurança. Estes fatores são expostos por meio da coleta de informações em diversos documentos acerca da execução de túneis na obra do Ramal Ferroviário do Sudeste do Pará, durante o ano de 2011, quando foram executados quatro túneis com, aproximadamente, 2,9 km de extensão total, além disso, serão apresentados os aspectos geológico- geotécnicos dos municípios de Canaã dos Carajás e Parauapebas, região de passagem do trajeto do ramal.

1 INTRODUÇÃO

Os túneis são historicamente difundidos no meio da construção civil, atualmente correspondem a mais de 90% das escavações subterrâneas em todo o mundo (ABGE, 2018). Além disso, têm havido muitos avanços quanto aos métodos e técnicas adotados durante as fases de planejamento e execução. Diversas obras de infraestrutura exigem que sejam implantados túneis de modo a viabilizá-las e combater possíveis barreiras. Isto pode ser verificado em obras de barragens, minas, ferrovias, dutos, transmissão de energia, entre outras.

Entretanto, é importante compreender que muitos fatores geológico-geotécnicos variam de projeto para projeto, aumentando as incertezas na fase de execução da escavação, que podem torná-las extremamente inseguras e onerosas se não dimensionadas adequadamente. Esses riscos só podem ser reduzidos através do estudo do comportamento dos maciços rochosos do entorno, conhecimento acerca das técnicas de execução dos túneis, assim como, a identificação e entendimentos das variáveis que influenciam estes aspectos.

A implantação de túneis no estado do Pará ainda é de pouco conhecimento no meio científico e necessita de maior abordagem para colaborar com a tomada de decisão em projetos semelhantes de escavações subterrâneas na região. Atualmente, o método construtivo mais utilizado no mundo para a execução de túneis em regiões não metropolitanas é o NATM (*New Austrian Tunneling Method*) cuja principal característica é a instalação dos suportes assim que realizada a escavação, assim como, o alívio de parte das tensões iniciais do maciço.

O projeto do Ramal Ferroviário do Sudeste do Pará exigiu a implantação de 4 túneis em NATM, executados nos municípios de Canaã dos Carajás e Parauapebas. A análise dessa obra possibilita compreender melhor os aspectos conceituais e tecnológicos envolvidos no projeto e a execução dos túneis, em suas diversas etapas, como prospecção, mapeamentos, fases de escavação e instalação de suportes.

2 RAMAL FERROVIÁRIO DO SUDESTE DO PARÁ

2.1 APRESENTAÇÃO

O Ramal Ferroviário do Sudeste do Pará (RFSP), executado pela VALE S.A., no período de 2011 a 2016, representa uma solução para o escoamento da produção de minério e outros produtos da região sudeste do Pará, principalmente do Complexo de Carajás. O ramal possui 101 km de extensão e liga a Estrada de Ferro Carajás (EFC), no município de Parauapebas, ao Projeto S11D, situado em Canaã dos Carajás, proporcionando o escoamento da produção por meio da EFC até o Terminal Portuário Ponta da Madeira (TPPM), no Maranhão, conforme Figura 1.



Figura 1 - Traçado e localização do RFSP

2.2 GEOLOGIA DA REGIÃO

De acordo com o MAPA GEOLÓGICO DO PARÁ (2008), do CPRM, a área de estudo do projeto localiza-se na porção sudeste do estado do Pará e é denominada Província Carajás, é dividida entre o Domínio Carajás (DCJ) e o Domínio Rio Maria (DRM).

Conforme as investigações de subsolo realizadas na região, foi possível confirmar a presença da caracterização geológico-geotécnica dita anteriormente.

Além disso, segundo o ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL (2011), do quilômetro 5 ao 10, onde encontra-se o túnel 0, as sondagens apontam a existência da unidade geológica Rio Novo, onde são observadas rochas de grande resistência e maciços de boa qualidade. Enquanto que, do quilômetro 43 ao 77, localização dos túneis 1, 2 e 3, encontra-se a unidade geológica Formação Parauapebas, onde são encontradas rochas de baixa resistência, intemperizadas e com grande fraturamento, sendo observada a existência de juntas e falhas.

2.3 ESCOLHA DO TRAÇADO

Durante a escolha do traçado do RFSP foram encontrados alguns impasses em relação ao trajeto definido como mais favorável. Sendo assim, ainda durante a execução do projeto básico foram adotadas obras de arte especiais para reduzir os impactos em cursos d'água, reservas minerais, vias estaduais e na Floresta Nacional de Carajás (FLONA).

Sendo assim, foram distribuídos 4 túneis, em via singela, no traçado do ramal, sendo que os túneis 0 e 1 estão localizados em Parauapebas e os túneis 2 e 3 ficam em Canaã dos Carajás, com seções de 7,97 x 6,18 m e profundidades variando entre 500 a 985 metros, com demais características de projeto apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Características de projeto dos túneis do RFSP

Características de Projeto	Túnel 0	Túnel 1	Túnel 2	Túnel 3
Extensão (m)	970	740	480	678
Emboque Norte (km)	4+990	45+200	57+890	63+912
Emboque Sul	5+940	45+940	58+370	64+590

Segundo o ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL (2011), a alternativa locacional adotada, a alternativa 4, como exposto na Figura 2, possuía como obstáculo inicial um maciço rochoso, totalmente composto por rocha sã, o que exigiu a adoção do túnel 0. Como alternativa à escavação subterrânea, seria possível adotar um traçado sobre a superfície, contornando o maciço, porém traria grandes custos e atrasos por conta da necessidade de tratamento do talude formado pelo maciço e a adoção de maiores trajetos, sendo que, em oposição a isto, a alternativa de traçado com o túnel permitiu reduzir o traçado em 2,5 km.

Já o túnel 3 representou uma solução para o trecho que passava pela FLONA. A região de preservação ambiental não pode sofrer modificações na sua superfície, além da necessidade de adotar medidas para não haver atropelamento de animais que possam se deslocar pela região do traçado.

A presença de encostas instáveis, pela ocorrência de falhas, no trecho que coincide com a Serra do Rabo teve como consequência a escolha de implantar o túnel 2. A execução do traçado sem adoção do túnel, traria maiores custos com a estabilização dos taludes e riscos à segurança dos operários, pois a presença de descontinuidades nas encostas e a realização de modificações na superfície decorrentes da obra, trariam grande possibilidade da ocorrência de rupturas e quedas de blocos na superfície dos taludes.

Além disso, no trecho que coincide com a área de expansão do município de Parauapebas, adotou-se a implantação do túnel 1, de modo a evitar problemas para a população que poderá residir na zona de expansão do município, uma vez que foram verificados lançamentos imobiliários na região. Assim, o traçado da ferrovia se distanciou da zona em, aproximadamente, 5 km.

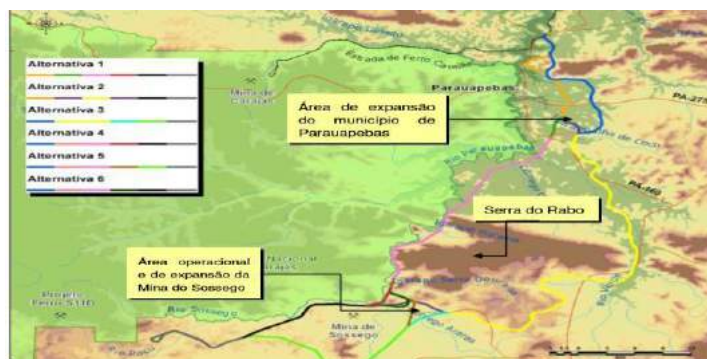


Figura 2 - Alternativas locais do RFSP

2.4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Os túneis do ramal foram executados em NATM, dentre os principais aspectos que influenciaram nesta escolha estão:

- A extensão dos túneis inviabiliza a execução utilizando TBM, por conta do custo alto, que não é compensado, além disso, túneis em TBM são executados em regiões urbanas, onde não é possível permitir a deformação do maciço escavado;
- Considerando que os túneis foram executados de modo a não impactar a FLONA e nas regiões de expansão do município de Parauapebas, se torna inviável recorrer ao método *cut and cover*, cuja execução interfere diretamente na superfície;

Além disso, de acordo com o EIA (2011), foram previstas as seguintes ações para a locação dos túneis:

- Seção plena, caso o maciço apresente boas condições;
- Seção parcializada com fechamento em contra-abóbada ou arco invertido, para maciços incompetentes;
- Escavação com ataque às duas seções de emboque;

O túnel 0 possui um maciço granítico-gnáissico de qualidade elevada e, por conta disso, a escavação foi planejada em seção plena, apenas recorrendo à parcialização em abóbada e rebaixo caso sejam encontradas, durante a fase de execução, diferentes características geomecânicas na região. Já no túnel 1 adotou-se a parcialização em abóbada até encontro das duas frentes, seguida por rebaixo, isto por conta da presença de um maciço heterogêneo na região, conforme as figuras 3 e 4.

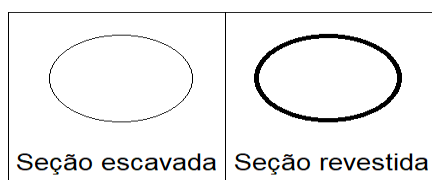


Figura 3 - Seção transversal do túnel 0 em seção plena

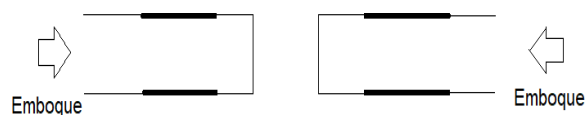


Figura 4 - Seção longitudinal do túnel 0

O túnel 2 foi planejado com a mesma execução do túnel 1, em abóbada até encontro das duas frentes e, a seguir, rebaixo. O túnel 3 também foi planejado com ataque a partir dos dois emboques e, quando estes se encontrarem, realização do rebaixo, conforme Figuras 5 e 6.

A adoção de arco invertido nos túneis 1, 2 e 3 demonstra que nestas fases de escavação dos túneis o maciço encontrado no entorno era de baixa qualidade e, portanto, passou a ser necessário utilizar outro tipo de suporte.

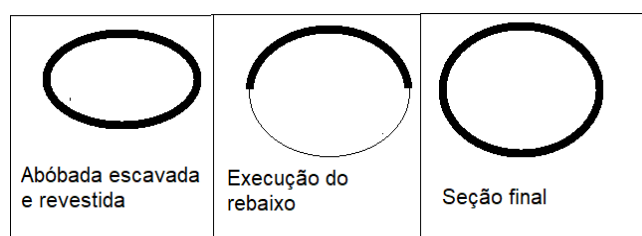


Figura 5 - Seção transversal parcializada dos túneis 1, 2 e 3



Figura 6 - Seção longitudinal dos túneis 1, 2 e 3

Algumas atividades foram realizadas nos quatro túneis do RFSP:

- Locação de cambotas em toda a extensão do túnel, após o lançamento de concreto projetado para nivelamento da superfície, funcionando como revestimento de 1ª fase e permitindo que haja deformações controladas do maciço de entorno e podem ser vistas na Figura 7.



Figura 7 - Cambotas dos túneis do Ramal

- Aplicação de concreto projetado, como revestimento de 2ª fase, em sua seção de modo a suportar as solicitações do maciço. Além disso, de modo a acelerar a processo de escavação e promover maior segurança foram utilizados robôs cuja função era aplicar o suporte em toda a extensão dos túneis, conforme Figuras 8 e 9.



Figura 8 - Aspecto inicial do concreto projetado



Figura 9 - Aspecto final do concreto projetado

- Execução do plano de fogo, com o auxílio de uma carreta perfuratriz, de modo a seguir com a frente de escavação, onde foram feitos furos seguidos de preenchimento com explosivos, obedecendo a sequência de escavação de cada túnel, como é possível observar na Figura 10.



Figura 10 - Execução dos furos do plano de fogo

- Além disso, para os túneis com maciços inconsolidados, caso dos túneis 1, 2 e 3, e possíveis problemas com blocos instáveis, foi prevista a locação de tela metálica de modo a controlar as possíveis deformações e prover maior segurança à escavação, conforme figura 11.



Figura 11 - Telas metálicas

3 CONCLUSÃO

Os túneis do RFSP permitem compreender os aspectos que regem a execução de túneis em NATM, na prática e algumas das atividades e tecnologias que podem ser empregadas de modo a tornar o método mais veloz e seguro. Assim como, por meio deles é possível entender as variáveis levadas em consideração para a escolha do método executivo, envolvendo desde os fatores econômicos até os fatores como prazo e local da obra.

Tendo em vista a necessidade de adoção de túneis em certas obras e a constante incerteza que se manifesta em escavações subterrâneas, é de grande importância realizar mais estudos nesta área e divulgar informações quanto aos avanços observados e novas tecnologias utilizadas.

4 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos professores Remo Magalhães de Souza e Tony Carlos Dias da Costa pela contribuição neste trabalho, assim como, à Universidade Federal do Pará por fornecer os recursos necessários para os estudos que permitiram o desenvolvimento deste artigo.

REFERÊNCIAS

- [1] **Estudo de Impacto Ambiental do Ramal Ferroviário do Sudeste do Pará (2011)**. São Paulo. Arcadis Tetraplan, Vale. v. I. 543 p.
- [2] **Mapa Geológico do Pará (2008)**. Pará. Serviço Geológico do Brasil (CPRM).
- [3] OLIVEIRA, A. M. S, MONTICELI J. J.; **Geologia de engenharia e ambiental, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE)**. v.2, 479 p.
- [4] REIS, M., PEREZ, R. R. O., RUSILO, L. C., (2006) **Alguns Conceitos Técnicos para Escavação de Túneis por NATM - New Austrian Tunneling Method - Empregados na Extensão da Linha 2 Verde do Metrô de São Paulo**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica- Cobramseg.
- [5] **Relatório de Impacto Ambiental do Ramal Ferroviário do Sudeste do Pará (2011)**. São Paulo. Arcadis Tetraplan, Vale. 112 p.

REAVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE TIRANTES EXECUTADOS NA ESTAÇÃO VILA SÔNIA DA LINHA 4 – AMARELA DO METRÔ DE SÃO PAULO, BRASIL

T. B. Porto

Centro Federal de Educação Tecnológica, Minas Gerais, Brasil

M. T. Fernandes

Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, Brasil

A. B. Pereira

Centro Federal de Educação Tecnológica, Minas Gerais, Brasil

Resumo: Nas últimas décadas o mundo sofreu intensas transformações. Com o crescimento das cidades, há um aumento na demanda por modais de transporte público eficientes e de custo acessível. Assim, há uma tendência pela escolha de túneis e obras subterrâneas uma vez que o impacto visual nos grandes centros é minimizado. São Paulo, com população estimada em mais de 12 milhões de habitantes é um típico exemplo de cidade globalizada. Seu Metrô é considerado um dos melhores sistemas de transporte do mundo. Com ele, surge a necessidade do desenvolvimento de soluções de engenharia racionais que possibilitem a construção de estruturas subterrâneas que atendam às necessidades impostas pela sociedade. Dentre essas alternativas, destaca-se a chamada Vala a Céu Aberto (VCA), utilizada como opção as estações de metrô. Este artigo faz uma análise do desempenho de 32 tirantes da parede 15 executados na Estação Vila Sônia da Linha 4-Amarela do Metrô. Trata-se de escavação provisória de apoio a VCA. A estrutura de contenção da VCA é constituída de paredes-diafragma moldadas in loco com espessuras médias de 70 cm e comprimento variável em função da profundidade a ser escavada e do comprimento de ficha necessário à estabilidade. As sondagens existentes nas proximidades da parede 15 permitiram a identificação do terreno local como silte-argiloso. Apesar do largo emprego da técnica de ancoragens reinjetáveis e protendidas em obras subterrâneas no Brasil, os estudos do comportamento desses elementos não tem crescido na mesma proporção que o seu uso, permanecendo ainda incertezas quanto as condições de mobilização das resistências por atrito e influência do processo executivo no comportamento final da estrutura. Desse modo, pretende-se contribuir com o atual estado da arte do projeto de tirantes.

Palavras-Chave: Tirantes. Ancoragens. Estruturas subterrâneas. Capacidade de carga geotécnica. Métodos semiempíricos.

1 INTRODUÇÃO

O emprego de qualquer técnica de contenção tem como finalidade garantir a estabilização de taludes de maneira em que se tenha simultaneamente uma alternativa técnico-econômica viável e garanta segurança. Entre os tipos de contenção existentes, a solução em cortina de concreto armado com a utilização de ancoragens injetáveis/reinjetáveis e protendidas, apresenta-se como uma solução adequada devido a sua praticidade, rapidez de execução, versatilidade e acima de tudo segurança (garante pequenas deformações) se comparadas com outros métodos.

A utilização de ancoragens no mundo teve início na década de 1930, desde então estudos têm sido realizados principalmente com a finalidade de estabelecer relações entre a metodologia executiva, tipo

de solo e a capacidade de carga geotécnica. Cambefort (1964a e 1964b) realizou estudos dando enfoque aos métodos de aplicações e injeções em solos. Ostermayer (1974) analisou mais de trezentos ensaios básicos e propôs ábacos para determinação de valores de capacidade de carga. Ferrari (1980) realizou um levantamento com as principais variáveis envolvidas nos projetos a partir de avaliações de ensaios e dados obtidos da construção do metrô de São Paulo. Bustamante e Doix (1985) propuseram uma formulação para o cálculo da capacidade de carga através de análises em 120 provas de cargas executadas em diferentes locais da França como função dos parâmetros geométricos da contenção, do procedimento de injeção e resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-ancoragem. Costa Nunes (1987) apresentou uma solução analítica semelhante à de Bustamante e Doix (1985) levando em consideração o critério de Mohr-Coulomb para o cálculo da resistência ao cisalhamento. Importantes trabalhos vinculados ao tema têm sido publicados atualmente destacando especialmente a experiência obtida com ancoragens via modelagem numérica e computacional, monitoramento de obras, dentre outros tópicos, aplicados a estudos de caso, dos quais pode-se citar: Cui *et al.* (2019), Baziar *et al.* (2020), Shahriar *et al.* (2020), Xie (2020) e Rezvani e Tutunchian (2021).

Ao analisar a literatura recente Luso-Brasileira, como publicações de Souza (2001), More (2003), Falconi (2004), Carvalho (2009), Mendes (2010), Santa (2010), Gurgel (2012), Santos (2013), Garzon (2015) e Porto (2015) percebe-se que o conhecimento e o aprimoramento da técnica de cortinas atirantadas em solo com a utilização de ancoragens reinjetáveis e protendidas advêm principalmente da execução e do acompanhamento das obras realizadas, ou seja, da experiência das empreiteiras. Pesquisas tais como Anjos *et al.* (2016), Carvalho (2016), Gomes e Porto (2016), Martini *et al.* (2016) e Vasconcelos *et al.* (2016) buscaram também avaliar a capacidade de carga geotécnica dos tirantes ancorados a partir de extrapolação matemática ou funções de transferência de carga do tipo elasto-visco-plástica. Essas soluções são inovadoras, mas podem desencadear erros muito significativos nas previsões do comportamento geotécnico das ancoragens protendidas e reinjetáveis, uma vez que não evidenciam de fato o valor absoluto da ruptura físico-mecânica do tirante ancorado. A utilização de parâmetros geotécnicos a partir de rupturas observadas fornece parâmetros mais realistas no ponto de vista do projeto (LOPES, 2017). Assim é necessária a realização de estudos mais detalhados sobre a influência dos métodos executivos em diferentes tipos de solos, para a determinação da capacidade de carga.

Diante do exposto, apresenta-se nesse trabalho um estudo contemplando a análise de desempenho de métodos semiempíricos com base em resultados de ensaio SPT (BUSTAMANTE e DOIX, 1985; SOUZA, 2001; JOBERT JR. *et al.*, 2004; FALCONI, 2005 e PORTO, 2015) e teórico (teoria de Mohr-Coulomb) de previsão de capacidade de carga geotécnica. Para tanto, o estudo foi amparado por um estudo de caso referente à obra da Estação Vila Sônia do Metrô (Linha 4), na qual avaliou-se o comportamento de 32 tirantes provisórios pertencentes a uma das paredes que compõem a estrutura de contenção. Para a obtenção das cargas de ruptura dos tirantes, foram utilizados os resultados dos ensaios de recebimento, aplicando o modelo de transferência de carga proposto por Souza (2001) e o método de extrapolação apresentado por van der Veen (1953).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA: TIRANTES ANCORADOS NO TERRENO

Para realização de uma análise de desempenho de ancoragens, torna-se necessário, inicialmente, conhecer os princípios fundamentais da mecânica dos solos e suas aplicações na Geotecnia. Para tanto, apresenta-se nos itens que se seguem, uma breve revisão bibliográfica da literatura sobre: (a) Funções de transferência de carga, e (b) Estimativa de capacidade de carga geotécnica de ancoragens.

2.1 DETERMINAÇÃO DA CARGA ÚLTIMA POR MEIO DAS FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE SOUZA (2001)

Quando solicitado, ao longo do comprimento ancorado do tirante irá se desenvolver um atrito positivo no contato solo/argamassa e um alongamento do bulbo ancorado. Ao se promover a redução da carga aplicada, o bulbo que passou por um processo de alongamento, irá tender a retornar a sua configuração inicial, contudo, como foi mobilizado um atrito durante a fase de carregamento este retorno não ocorre por completo, permanecendo o bulbo em parte mobilizado por um atrito positivo e em parte por um atrito negativo (SOUZA, 2001). Este fenômeno pode ser visto na Figura 1.

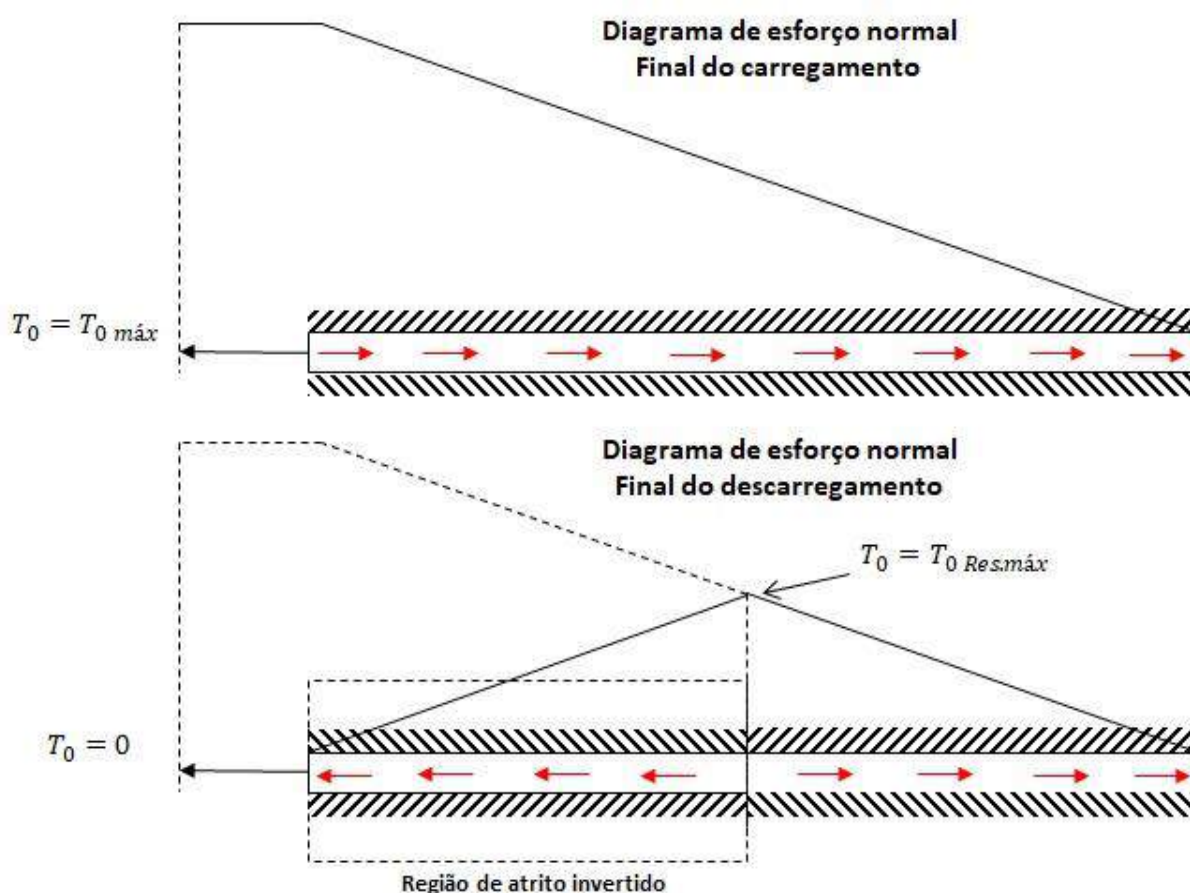


Figura 1 - Mobilização do atrito durante o carregamento e descarregamento no bulbo ancorado (Adaptado de Souza, 2001)

Baseado no comportamento exposto na Figura 1 e no modelo de transferência de carga apresentado por Mecsi (1997), o método de Souza (2001) propõe a obtenção da carga máxima que a ancoragem resiste a partir da interpretação da curva carga e descarga obtida durante o ensaio de desempenho. De acordo com o modelo proposto, durante o carregamento, para que seja mobilizada a resistência unitária máxima (t_u) em um determinado trecho da ancoragem é necessário que ocorra um deslocamento (y_1), sendo que, após ocorrido este deslocamento, a resistência tende a se manter constante neste trecho. A mobilização da resistência ocorre primeiramente na região mais próxima do trecho livre e propaga-se até a base da ancoragem, momento este em que se obtém a resistência máxima da ancoragem. Ao se realizar o descarregamento, parte deste deslocamento é reversível, contudo, como o solo possui um comportamento elastoplástico, este retorno não possui um comportamento linear. Assim, Souza (2001) propôs a introdução de um coeficiente (η) no modelo original proposto por Mecsi (1997) para realizar

esta correção (tensão aprisionada na interface solo-calda). Na Figura 2 é possível ver o modelo constitutivo de transferência de carga proposto por Souza (2001).

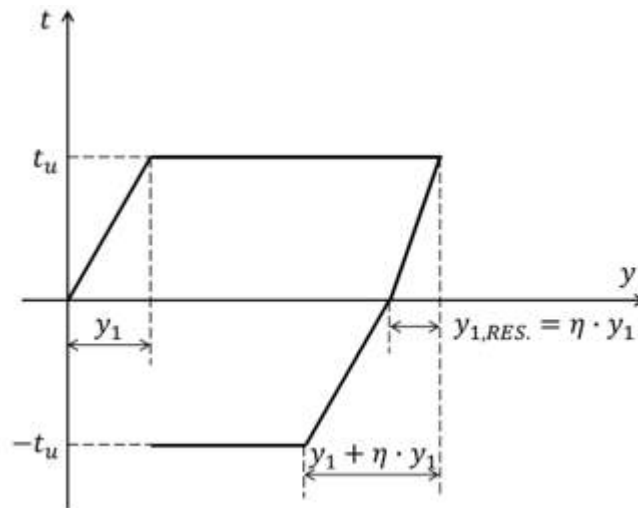


Figura 2 - Modelo de transferência de carga (SOUZA, 2001)

Para obter a curva força *versus* deslocamento a partir do método proposto por Souza (2001) é necessário analisar o mecanismo de transferência de carga que ocorre durante a realização do ensaio. A transferência de carga no bulbo de ancoragem pode ser resumida em 5 etapas, descritas a seguir:

Etapa 1: Ao ser solicitado o bulbo irá deslocar até atingir o valor de y_1 , fazendo com que a resistência ao atrito neste ponto atinja o valor máximo.

Etapa 2: Ao prosseguir com a aplicação da carga o comprimento em que se esgota a resistência ao atrito irá aumentar em direção a base (fim) da ancoragem até um momento em que todo o comprimento ancorado trabalhará com o valor de resistência unitária máxima (t_u). Neste instante o aumento do carregamento irá provocar um deslocamento de todo o trecho ancorado. Para se desenvolver a curva de carregamento basta variar o comprimento do trecho em que está atuando o valor da resistência ao cisalhamento máxima (l_0).

Etapa 3: A etapa três compreende o início do descarregamento. Nesta etapa o deslocamento do bulbo retornou um valor de (ηy_1), não tendo mais o atrito positivo mobilizado neste ponto, logo uma relação de $t_u = 0$.

Etapa 4: Após atingir um valor de $t_u = 0$ ocorre a reversão do atrito no trecho ancorado. A etapa 4 compreende o estado em que ocorre toda a reversão do atrito no bulbo, retornado a um valor igual a ($y_1 + \eta y_1$).

Etapa 5: Ao retirar toda a carga que foi aplicada na ancoragem a reversão do atrito se propaga até um trecho onde ocorre o equilíbrio de forças, atrito positivo mobilizado igual a atrito negativo.

Na Tabela 1 é possível ver a formulação analítica para a obtenção da carga aplicada na cabeça do tirante e o deslocamento ocorrido devido a aplicação desta carga.

As etapas 1 e 2 correspondem ao carregamento (solicitação) no bulbo de ancoragem e as etapas 3, 4 e 5 correspondem ao descarregamento do bulbo, que ocorre na execução dos ensaios de desempenho dos tirantes (ciclos de carga e descarga).

Tabela 1 - Equações para a previsão do comportamento de ancoragens (Adaptada de Souza, 2001)

Estado	Etapa	Carga na cabeça	Deslocamento da cabeça
Carregamento	1	$T_0 = t_u \frac{1}{k} \tanh(k \cdot L_b)$ (1)	$y_0 = y_1 + \frac{T_0 L_L}{E A}$ (6)
	2	$T_0 = t_u \left\{ l_0 + \frac{1}{k} \tanh[k(L_b - l_0)] \right\}$ (2)	$y_0 = y_1 + \frac{T_0 L_L}{E A} + \frac{T_0 L_0}{E A} - \frac{t_u l_0^2}{2 E A}$ (7)
Descarregamento	3	$T_0 = T_{0 \text{ máx}} - t_u \frac{1}{k} \tanh(k L_b)$ (3)	$y_0 = y_{0 \text{ máx}} - \eta y_1 - \frac{(T_{0 \text{ máx}} - T_0) L_L}{E A}$ (8)
	4	$T_0 = T_{0 \text{ máx}} - 2 t_u \frac{1}{k} \tanh(k L_b)$ (4)	$y_0 = y_{0 \text{ máx}} - (\eta y_1 + y_1) - \frac{(T_{0 \text{ máx}} - T_0) L_L}{E A}$ (9)
	5	$T_0 = 0$ (5)	$y_{res} = \frac{0,6 T_{0 \text{ máx}} - \frac{t_u}{k} \operatorname{tgh}(k \cdot 0,6 \cdot L_b)}{2 E A} L_b$ (10)

Onde: T_0 = carga aplicada no topo da ancoragem; y_0 = deslocamento no topo da ancoragem; t_u = capacidade de carga específica da ancoragem (força por unidade de comprimento do bulbo); $k = \sqrt{\frac{t_u}{E A y_1}}$ = índice de rigidez da ancoragem; L_b = comprimento do trecho ancorado; L_L = comprimento do trecho livre; y_1 = deslocamento necessário para se atingir a resistência máxima ao atrito; E = módulo de elasticidade do aço; A = área da seção transversal do aço.

2.2 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS, TEÓRICOS E DE EXTRAPOLAÇÃO UTILIZADOS PARA A ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DOS TIRANTES

Várias formulações semiempíricas foram desenvolvidas para se estimar a capacidade de carga de tirantes, algumas criadas a partir de ensaios realizadas em solos de clima tropical (típico do Brasil) outras em solos de clima temperado. Sabendo-se da diferença de comportamento que podem apresentar os solos a depender do seu processo de formação, optou-se por utilizar neste trabalho formulações semiempíricas criadas para solos brasileiros, com exceção da formulação de Bustamante e Doix (1985). Além da utilização de formulações semiempíricas, a capacidade de carga das ancoragens foi calculada por meio do método de extrapolação da curva de ensaio de van der Veen (1953), e, por meio do modelo teórico de Mohr-Coulomb. Na Tabela 2 estão expostos os métodos de estimativa da capacidade de carga utilizados neste trabalho.

Tabela 2 - Métodos utilizados na estimativa da capacidade de carga dos tirantes

Modelo	Autor	Capacidade de carga
Extrapolação da curva carga recalque	Van Der Veen (1953)	$T_0 = T_{0\text{ máx}} \cdot [1 - e^{-\alpha\rho}]$ (11)
Método semiempírico	Bustamante e Doix (1985)	$T_{0\text{ máx}} = \pi \cdot D_S \cdot L_b \cdot q_s$ (12)
		$D_S = \beta \cdot D_P$ (13)
	Obs: para obter os valores de β e q_s ver trabalho de Bustamante e Doix (1985).	
	Souza (2001)	$T_{0\text{ máx}} = (60 + 2N_{SPT})L_b \quad 5 \leq SPT \leq 60$ (Argila silto-arenosa) (14)
		$T_{0\text{ máx}} = 6,4N_{SPT}L_b \quad 5 \leq SPT \leq 35$ (Areia argilosa) (15)
$T_{0\text{ máx}} = 4,5N_{SPT}L_b \quad 5 \leq SPT \leq 40$ (Silte areno-argiloso) (16)		
Obs: $N_{SPT} = N_{SPT}$ médio no bulbo.		
Joppert Jr <i>et al.</i> (2004)	$T_{0\text{ máx}} = 9,2 N_{SPT} D_P L_b k$ (17)	
Obs: para obter o valor de k consultar o trabalho de Joppert Jr <i>et al.</i> (2004).		
Falconi (2005)	$T_{0\text{ máx}} = \pi D_S L_b q_s$ (18)	
	$q_s = 15 \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right)$ (19)	
Porto (2015)	$T_{0\text{ máx}} = \pi D_S L_b q_s$ (20)	
	$q_s = 10k \left(\frac{SPT}{3} + 1 \right)$ (21)	
Obs: para obter os valores de β e k consultar o trabalho de Porto (2015).		
Método teórico	Mohr-Coulomb	$T_{0\text{ máx}} = \pi D_P L_b (c + \sigma \cdot \text{tg}\phi)$ (22)

Onde: $T_{0\text{ máx}}$ = capacidade de carga do bulbo (kN); D_S = diâmetro médio do bulbo (m); L_b = comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m); q_s = resistência ao cisalhamento (kN/m²); D_P = diâmetro perfurado do furo (m); β = coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção; k = coeficiente de ancoragem que depende do tipo de solo (kN/m²); c = coesão; σ = tensão normal; ϕ = ângulo de atrito.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento desse trabalho utilizou-se um banco de dados de 32 tirantes da parede 15 da estrutura de contenção empregada para a execução da Estação Vila Sônia do Metrô (Linha 4 – Lote 2), ao longo da Avenida Francisco Morato, no bairro do Butantã em São Paulo-SP, contendo: (a) Geometria da Contenção; (b) Dados geológico-geotécnicos do local, (c) Memoriais e especificações técnicas e; (d) Controle executivo da obra (boletins de protensão), conforme apresenta-se nos itens que se seguem.

3.1 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso contemplado no presente trabalho refere-se a parede 15 da estrutura de contenção empregada para a execução da Estação Vila Sônia do Metrô (Linha 4 – Lote 2), ao longo da Avenida Francisco Morato, no bairro do Butantã em São Paulo-SP. A Figura 3 apresenta o local de implantação do referido empreendimento.



Figura 3 - Indicação do local de implantação da Estação Vila Sônia (Adaptada de CPTM SP, 2012)

3.1.1 Parede 15

A Parede 15, objeto deste estudo, faz parte de uma das cortinas que compõem a contenção do Acesso Taborda, localizado ao lado direito da Avenida Francisco Morato. A contenção provisória da Parede 15 é constituída de parede-diafragma moldada in loco com espessuras de 60 cm de espessura e comprimento variável em função da profundidade a ser escavada e do comprimento de ficha requerido. A estabilidade da parede-diafragma será garantida por tirantes pré-tensionados cujas cargas serão transmitidas diretamente ao paramento e por embutimento de trecho da parede abaixo do fundo da escavação da vala (ficha).

Para garantir o equilíbrio estático da parede-diafragma estudada, foram instalados 32 tirantes provisórios, constituídos de cordoalha (Aço 190 RB / $\varnothing = 12,7$ mm) com cargas de trabalho de 600 kN, 800 kN e 1000 kN. Na Tabela 3 estão expostas as principais informações construtivas dos tirantes que compõem a parede 15.

Tabela 3 - Propriedades dos tirantes executados na Parede 15

Tirantes	Carga de Trabalho (kN)	LL (m)	Lb (m)	Dp (cm)	Inclinação (°)	Cota de instalação (m)	n° de injeções	Quant. de Cimento injetado (kg)	Pressão de injeção (kg/cm ²)	Tipo de solo	N _{SPT}
TR-A-08	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	749,20	1,00	640,00	40,38	Silte Argiloso	10,67
TR-A-09	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	749,20	1,00	640,00	35,44	Silte Argiloso	10,67
TR-A-19	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	40,38	Silte Argiloso	13,00
TR-A-20	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	35,44	Silte Argiloso	13,00
TR-A-21	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	40,50	Silte Argiloso	13,00
TR-A-22	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	2,00	1280,00	34,10	Silte Argiloso	13,00
TR-A-23	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	2,00	1280,00	41,35	Silte Argiloso	13,00
TR-A-24	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	33,81	Silte Argiloso	13,00
TR-A-25	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	38,06	Silte Argiloso	13,00
TR-A-26	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	36,19	Silte Argiloso	13,00
TR-A-27	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	36,13	Silte Argiloso	13,00

Tabela 3 - Propriedades dos tirantes executados na Parede 15 (continuação)

Tirantes	Carga de Trabalho (kN)	LL (m)	Lb (m)	Dp (cm)	Inclinação (°)	Cota de instalação (m)	n° de injeções	Quant. de Cimento injetado (kg)	Pressão de injeção (kg/cm ²)	Tipo de solo	N _{SPT}
TR-A-28	588,60	17,50	8,00	12,70	20,00	746,30	1,00	640,00	39,38	Silte Argiloso	13,00
TR-A-46	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	34,56	Silte Argiloso	14,67
TR-A-47	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	30,94	Silte Argiloso	14,67
TR-A-48	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	30,19	Silte Argiloso	14,67
TR-A-49	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	33,94	Silte Argiloso	14,67
TR-A-50	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	35,50	Silte Argiloso	14,67
TR-A-51	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	2,00	1280,00	34,00	Silte Argiloso	14,67
TR-A-52	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	36,19	Silte Argiloso	14,67
TR-A-53	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	34,38	Silte Argiloso	14,67
TR-A-54	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	44,31	Silte Argiloso	14,67
TR-A-55	784,80	15,00	8,00	12,70	20,00	742,55	1,00	640,00	44,31	Silte Argiloso	14,67
TR-A-119	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	38,89	Silte Argiloso	22,00
TR-A-120	981,00	25,00	12,50	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	38,33	Silte Arenoso	29,33
TR-A-121	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	41,00	Silte Argiloso	22,00
TR-A-122	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	41,50	Silte Argiloso	22,00
TR-A-123	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	40,61	Silte Argiloso	22,00
TR-A-124	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	2,00	1440,00	39,14	Silte Argiloso	22,00
TR-A-125	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	43,00	Silte Argiloso	22,00
TR-A-126	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	40,00	Silte Argiloso	22,00
TR-A-127	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	41,83	Silte Argiloso	22,00
TR-A-128	981,00	12,50	9,00	12,70	20,00	738,95	1,00	720,00	38,94	Silte Argiloso	22,00

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 ANÁLISE DA CARGA DE RUPTURA OBTIDA POR MEIO DOS MÉTODOS DE SOUZA (2001) E VAN DER VEEN (1953)

Na Figura 4 estão expostos os resultados da capacidade de carga dos tirantes e os fatores de segurança obtidos pelos métodos de Souza (2001) e van der Veen (1953). Como pode ser observado na Figura 4 o método de Souza (2001) demonstrou ser mais estável (uniforme) do que o de van der Veen (1953), não tendo apresentado nenhum pico de capacidade de carga e agrupando os valores no intervalo de 1.254,4 e 2.028,60 kN. A dispersão dos resultados apresentados pelo método de van der Veen (1953) pode ser justificada pelo nível de carregamento exercido nos ensaios de recebimento. Nos ensaios de recebimento dos tirantes, objeto deste estudo, a carga máxima aplicada excede em 20% a carga de trabalho, condição imposta pela NBR 5629/2018, logo, a carga aplicada é inferior a carga máxima suportada pelo tirante, e, como mencionado por Décourt e Niyama (1994), a aplicação deste método em ensaios em que a carga aplicada não excede 2/3 da carga de ruptura não é recomendada, pois pode apresentar grande variabilidade nos resultados.

Os resultados apresentados pelo método de Souza (2001) também se mostraram mais sensíveis a variação do N_{SPT}, como ilustrado na linha vermelha exibida na Figura 4. Pode-se constatar que a capacidade de carga tendeu a aumentar no conjunto de tirantes instalados em regiões com valores

maiores de N_{SPT} , demonstrando que o método representou com maior exatidão as mudanças de resistência do solo.

Quanto ao fator de segurança, a maioria dos tirantes apresentaram valores entre 1 e 3, tendo o método de Souza (2001) apresentado como menor valor 1,62 e valor médio de 2,02. De acordo com a NBR 5629/2018 o bulbo ancorado deve resistir a uma carga superior a 1,50 vezes a carga de trabalho, portanto, todos os tirantes satisfazem o fator de segurança mínimo estipulado pela norma.

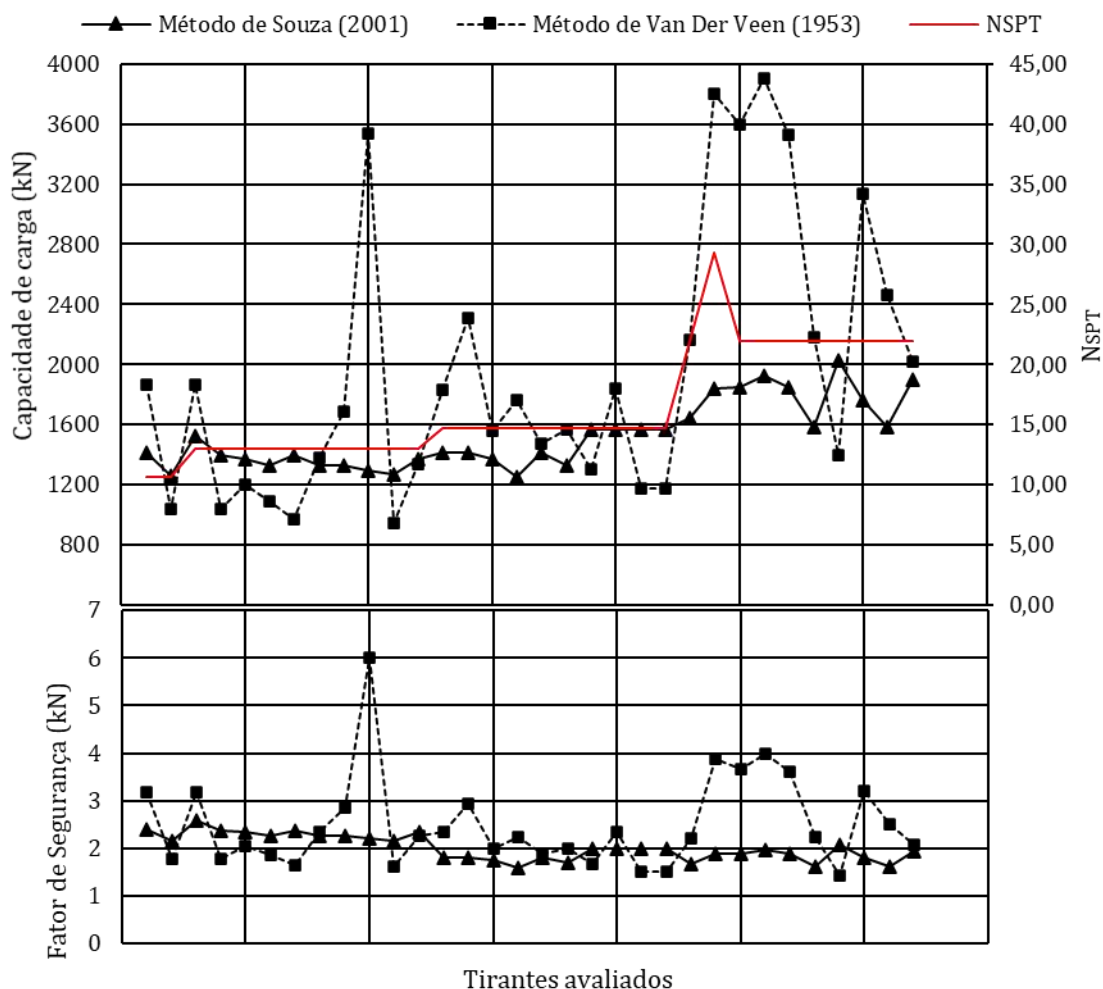


Figura 4 - Capacidade de carga e fator de segurança obtidos pelos métodos de Souza (2001) e van der Veen (1953).

4.2 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DA UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA OBTENÇÃO DA CARGA ÚLTIMA.

Devido à diversidade de comprimentos dos bulbos e dos N_{SPT} s médios de referência dos mesmos, parâmetros os quais são diretamente proporcionais à capacidade de carga geotécnica dos tirantes, desenvolveu-se um parâmetro que permite eliminar tais variáveis, o qual será chamado de capacidade de carga normalizada (T_0 máx normalizada), dado pela Equação 23, permitindo a comparação dos resultados inferidos de capacidade de carga de forma equivalente, como se todos os tirantes estivessem sob mesmas condições geométrica (representada pelo comprimento do bulbo) e geotécnica (representada pelo N_{SPT}).

$$T_{0 \text{ máx normalizada}} = \frac{T_{0 \text{ máx}}}{L_b \cdot N_{SPT}} \quad (23)$$

Os valores de referência de capacidade de carga geotécnica dos tirantes foram considerados como aqueles obtidos pela extrapolação das curvas carga x deslocamento obtidos pela proposta de Souza (2001) para a definição da carga que culminaria na ruptura física dos mesmos. O valor médio das capacidades de carga normalizadas de referência foi de 11,64 kN/m. N_{SPT} e o desvio padrão de 2,43 kN/m. N_{SPT} , conseqüentemente, configurando um coeficiente de variação de aproximadamente 21%. O coeficiente de variação encontrado reflete a variabilidade de 21% (superior e/ou inferior) observada para as capacidades de carga normalizadas de referência proveniente de heterogeneidade e incertezas intrínsecas do solo. Desta forma, para a análise de desempenho dos métodos semiempíricos definiu-se o "grau de confiabilidade" como sendo a quantidade ou porcentagem de pontos situados entre as retas de desvio de mais 21% e menos 21% em relação à $T_{0 \text{ máx normalizada}}$. Os dados obtidos encontram-se consolidados na Tabela 4.

Tabela 4 - Capacidades de carga normalizadas

Identificação do tirante	Capacidade de carga normalizada (kN/m. N_{SPT})						
	Bustamante e Doix (1985)	Souza (2001)	Joppert Jr, Mallmann e Iorio (2004)	Falconi (2005)	Porto (2015)	Teoria de Mohr-Coulomb	Extrapolação - Método de Souza (2001)
TR-A-08	3,23	4,50	11,68	2,56	8,63	4,88	16,55
TR-A-09	3,23	4,50	11,68	2,56	8,63	4,88	14,81
TR-A-19	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,85	14,72
TR-A-20	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,85	13,43
TR-A-21	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,45	13,21
TR-A-22	6,68	4,50	11,68	2,46	8,29	4,45	12,83
TR-A-23	6,68	4,50	11,68	2,46	8,29	4,45	13,43
TR-A-24	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,22	12,83
TR-A-25	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,22	12,83
TR-A-26	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,22	12,45
TR-A-27	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,22	12,22
TR-A-28	3,00	4,50	11,68	2,46	8,29	4,22	13,21
TR-A-46	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,98	12,04
TR-A-47	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,98	12,04
TR-A-48	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,63	11,71
TR-A-49	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,63	10,70
TR-A-50	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,63	12,04
TR-A-51	6,32	4,50	11,68	2,40	8,11	4,42	11,37
TR-A-52	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,42	13,38
TR-A-53	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,42	13,38
TR-A-54	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,42	13,38
TR-A-55	2,82	4,50	11,68	2,40	8,11	4,42	13,38
TR-A-119	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,82	8,29
TR-A-120	1,96	4,50	11,68	2,20	7,42	2,87	5,02
TR-A-121	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,58	9,36
TR-A-122	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,58	9,72

Tabela 4 - Capacidades de carga normalizadas (continuação)

Identificação do tirante	Capacidade de carga normalizada (kN/m . N _{SPT})						
	Bustamante e Doix (1985)	Souza (2001)	Joppert Jr, Mallmann e Iorio (2004)	Falconi (2005)	Porto (2015)	Teoria de Mohr-Coulomb	Extrapolação - Método de Souza (2001)
TR-A-123	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,58	9,36
TR-A-124	5,17	4,50	11,68	2,27	7,65	3,43	8,03
TR-A-125	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,43	10,26
TR-A-126	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,43	8,92
TR-A-127	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,43	8,03
TR-A-128	2,29	4,50	11,68	2,27	7,65	3,43	9,59
Erro médio (%)	-72,15	-59,12	6,13	-78,54	-27,56	-63,01	-

Na Figura 5 os pares coordenados foram plotados em um gráfico dado por “Capacidade de carga normalizada – Extrapolação por Souza (2001) x Capacidade de carga normalizada – métodos semiempíricos e teórico”. No gráfico foram identificadas: a reta de igualdade que corresponde ao valor desejável (valores extrapolados), e duas retas correspondentes aos desvios de +21% e -21% em relação à reta de igualdade, delimitando uma faixa de aceitação, denominada “zona de acerto”.

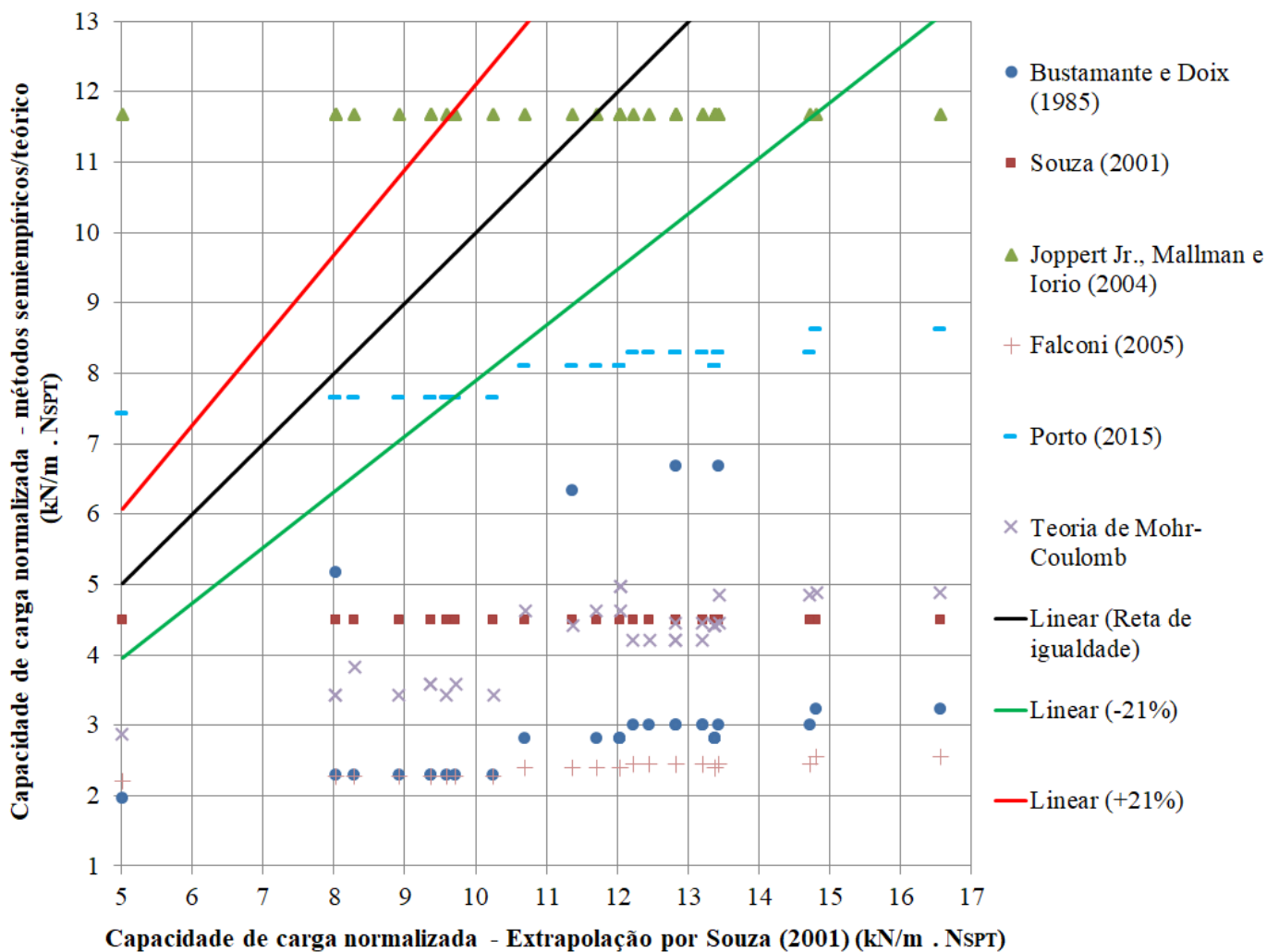


Figura 5 - Análise de desempenho dos métodos

Avaliando qualitativamente a Figura 5 é notório que maciçamente os resultados obtidos pelos diversos métodos estão externos à região definida como zona de acerto. É de grande valia destacar que o método de Joppert Jr., Mallman e Iorio (2004), originalmente proposto para tirantes auto perfurantes do tipo tubular, apresentou o melhor resultado, com 75% dos resultados na zona de acerto. Em sequência tem-se o método de Porto (2015) com 25% de acerto. A proposta de Souza (2001) apresentou um único resultado na faixa de aceitação. Todos os demais métodos não apresentaram resultados no intervalo esperado, ficando estes, no geral, de forma conservadora. Destaca-se que os métodos com melhor desempenho, Joppert Jr., Mallman e Iorio (2004) e Porto (2015), apresentaram, conseqüentemente, o menor erro médio, respectivamente, 6,13% e -27,56%. Os demais métodos apresentaram os seguintes erros médios: Souza (2001), -59,12%; Teoria de Mohr-Coulomb, -63,01%; Bustamante e Doix (1985), -72,15% e Falconi (2005), -78,54%.

5 CONCLUSÃO

A capacidade de carga pode ser avaliada por provas de carga executadas de acordo com a NBR 5629/2018. Na interpretação da prova de carga (ensaio de desempenho), devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos deslocamentos. Uma ancoragem que não houve estabilização dos deslocamentos só indica a carga de ruptura física. Para que se possa estabelecer uma relação carga-deslocamento (função de transferência de carga), é necessário que haja estabilização dos deslocamentos nos estágios do ensaio, pelo menos até aquela carga. O carregamento no tirante ensaiado (prova de carga) pode não indicar uma carga de ruptura nítida. Isto ocorre quando: (a) não se pretende levar o tirante a ruptura ou, (b) o tirante tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar no ensaio (por exemplo, por limitação de reação), ou (c) quando a ancoragem é carregada até apresentar um deslocamento considerável, mas a curva carga-deslocamento não indica uma carga de ruptura, mas um crescimento contínuo da deformação com a carga. Nos dois primeiros casos, deve-se extrapolar a curva carga-recalque para se avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios consagrados na Mecânica dos Solos (Engenharia Geotécnica) sobre uma curva de solitação. Neste caso, destaca-se os trabalhos de van der Veen (1953) e Souza (2001). No terceiro caso, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento, ao deslocamento obtido por uma equação semiempírica consagrada na literatura técnica, destacando-se, por exemplo, os trabalhos de Porto (2015), Falconi (2005), Joppert Jr., Mallmann e Iorio (2004). Cada método, no entanto, possui premissas simplificadoras na sua concepção, fazendo com que um seja melhor que outro para determinado solo ou tecnologia de perfuração/execução. Portanto, o Engenheiro deve buscar entender o contexto para idealização de cada método, antes de usá-lo em projetos de estruturas de contenção ancoradas.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo gostariam de agradecer o Engenheiro Argimiro Alvarez Ferreira do Metrô de São Paulo, pelo apoio nesta pesquisa, através da disponibilização (para fins acadêmicos) do banco de dados do controle executivo da Estação Vila Sônia do Metrô (Linha 4 – Lote 2), ao longo da Avenida Francisco Morato, no bairro do Butantã em São Paulo-SP.

REFERÊNCIAS

- [1] CAMBEFORT, H. **Essai sur le comportement em terrain homogéne des pieux isoles et des groupes de pieux. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics**, No 204, Dec. 1964, pp. 1477-1519. 1964a.
- [2] CAMBEFORT, H. **Injection des sols**. Tomos I e II, Éditions Eyrolles, Paris. 1964b.

- [3] OSTERMAYER, H. **Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors**. Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages. Institution of Civil Engineers of London, 1974, pp. 141-151.
- [4] FERRARI, A. O. **Um estudo sobre os resultados dos testes fundamentais para o atirantamento provisório no solo de São Paulo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 101p, 1980.
- [5] BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. **Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés**. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 1985, No 140, pp. 75-92.
- [6] COSTA NUNES, A. J. **Ground Prestressing – First Casagrande Lecture**. VIII CPAMSEF, Cartagena, Colombia. 1987.
- [7] CUI, K.; WANG, D.; YU, X.; WU, G. **Performance and mechanism of bolt and slurry bonds in anchor systems for earthen sites**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering Vol 173, No 6, Dec. 2020, pp. 485-499.
- [8] BAZIAR, M. H., GHADAMGAHI A., BRENNAN, A. J. **Numerical analysis of collapse in a deep excavation supported by ground anchors**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. Mar. 2020.
- [9] SHAHRIAR, A. R.; ISLAM, M. S.; JADID, R. **Ultimate Pullout Capacity of Vertical Anchors in Frictional Soils**. **International Journal of Geomechanics**, ASCE Vol 20, No 2, Feb. 2020, pp. 04019153-1 - 04019153-19.
- [10] XIE, M.; ZHENG, J.; ZHANG, R.; CUI, L.; MIAO, C. **Performance of a Combined Retaining Wall Structure Supporting a High Embankment on a Steep Slope: Case Study**. International Journal of Geomechanics ASCE Vol 20, No 6, Jun. 2020, pp. 05020002-1 - 05020002-15.
- [11] REZVANI, R.; TUTUNCHIAN, M. A. **Horizontal displacement of urban deep excavated walls supported by multistrands anchors, steel piles, and in situ concrete piles: case study**. International Journal of Geomechanics ASCE Vol 21, No 1, Jan. 2021, pp. 05020008-1 - 05020008-16.
- [12] SOUZA, R. N. **Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 331 p, 2001.
- [13] MORE, J. Z. P. **Análise Numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 120 p, 2003.
- [14] FALCONI, F. Concurso: **“Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis”**; IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Salvador-BA. 2005.
- [15] CARVALHO, M. A. R. **Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas. Construção, ensaios e análise comportamental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia da universidade do Porto, Portugal. 495 p, 2009.
- [16] MENDES F. B. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 148 p. 2010.
- [17] SANTA, V. B. B. **Controlo de Qualidade de Ancoragens Passivas e Activas**. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico – IST. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2010.
- [18] GURGEL, J. G. B. **Modelagem Numérica de Estruturas de Contenção atirantadas em areia**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal. 143 p, 2012.
- [19] SANTOS, F. A. S. **Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada em areia**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRN. Natal, 2013.
- [20] GARZON, Y. E. P. **Retroatálise da cortina instrumentada da ferrovia São Paulo - Santos (FEPASA km 47)**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ, Rio de Janeiro. 2015.
- [21] PORTO, T. B. **Ancoragens em solos: comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle**. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Minas Gerais, Brasil. 2015.
- [22] ANJOS, T. C.; PORTO, T. B.; GOMES, R. C. **Utilização do método de extrapolação de cargas proposto por Massad (1987) para controle de ancoragens utilizando aplicativo web**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil. 2016.
- [23] CARVALHO, L. A. **Estudo da capacidade de carga de ancoragens protendidas e reinjetáveis em maciços geotécnicos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade Federal de Ouro Preto NUGEO/UFOP, Ouro Preto, Brasil, 2016.

- [24] PORTO, T. B., GOMES, R. C. **Proposta de uma formulação simplificada para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil. 2016.
- [25] MARTINI, B. D.; PORTO, T. B.; ARAUJO, D. A.; GOMES, R. C. **Proposta de metodologia via web para previsão e controle de ancoragens em solos**. VII Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens, Belo Horizonte, Brasil.
- [26] VASCONCELOS, L. A. C.; PORTO, T. B.; GOMES, R. C. **Ancoragens em solo: estudo de caso, proposta e comparação entre métodos semiempíricos e extrapolação de van der Veen**. COBRAMSEG2016 – XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil. 2016.
- [27] LOPES, J. **Paradigmas de Campo x Ensaios de Laboratório**. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, 2017, No 78, pp. 72-73, São Paulo, Brasil.
- [28] JOPPERT JR, I. O.; MALLMANN, W.; IORIO, W. R. **Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes AutoPerfurantes Tipo Tubular**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE V. São Paulo. 2004.
- [29] VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile**. In: CONFERENCE ON SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich. Proceedings... Zurich, Vol 2, 1953, pp. 84-90.
- [30] MECSI, J. **The Load Bearing Capacity and the Load-Elongation Diagram of Soil Anchors**. XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (XIV ICSMFE), Hamburg, Germany, 1997, pp. 1327-1330.
- [31] COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Projeto Executivo – Estação Vila Sônia**. 2012.
- [32] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno – projeto e execução**. Rio de Janeiro. 2018.
- [33] DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. **Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils**. XIII ICSMFE, New Delhi, Vol 3, 1994, pp. 477 - 486.

REDUÇÃO DO TEMPO DE REENTRADA NAS FRENTES DE TRABALHO DA MINA SUBTERRÂNEA DE VAZANTE ATRAVÉS DE MELHORIAS NO CONCRETO PROJETADO

Thaís Janine* & R. Renó

Nexa Resources – Vazante, MG, Brasil

Z. Pontes B. Autor

Consultor independente – São Paulo, SP, Brasil

M. Carvalho & I. F. Torres

Sika S/A – Osasco, SP, Brasil

Resumo: As minas subterrâneas empregam diferentes tipos de suportes artificiais, que auxiliam na estabilidade das aberturas, sendo o concreto projetado muito utilizado em escavações temporárias e permanentes e em regiões com maciços fragmentados. A Mina de extração de zinco de Vazante/MG, uma mina subterrânea com 520 metros de profundidade, possui como principal suporte das aberturas de desenvolvimento o atirantamento, associado ao concreto projetado, com uma tendência de uso crescente. A região se encontra em meio a um ambiente geológico cárstico complexo, com grande presença de fraturas abertas e estruturas com alto grau de intemperismo somados a um bombeamento de água médio de 11.060m³/dia. O maciço rochoso de Vazante está inserido em um cenário muito desafiador em termos de estabilização de escavações. Assim, o objetivo deste trabalho é descrever o novo controle tecnológico do concreto projetado com fibras metálicas utilizado na Mina de Vazante atrelado a consequente redução do intervalo de tempo necessário para a reentrada, após projeção, que tem impacto direto no tempo de ciclo do desenvolvimento da mina, implicando no aumento da taxa de desenvolvimento. Para tanto, este trabalho expõe e discute as melhorias implementadas no sistema de concreto projetado da mina, as quais envolveram: revisão do traço; melhorias na central de concreto, no equipamento de projeção e no sistema de qualidade; treinamento e reciclagem de toda equipe operacional. Ao final, obteve-se um novo tempo de reentrada de 3 horas, contra o tempo referencial de 6 horas praticado antes do estudo.

Palavras Chaves: Concreto Projetado; tempo de reentrada; controle de qualidade; mina subterrânea.

1 INTRODUÇÃO

As minas subterrâneas, com o intuito de mitigar os riscos a pessoas e máquinas decorrentes das instabilidades geradas pelas escavações, além de controle das diluições de minério na lavra, que trazem ônus ao processo, empregam algum tipo de suporte artificial para auxiliar na estabilidade das aberturas, sendo o concreto projetado muito utilizado em escavações tanto temporárias como permanentes, em regiões com maciços fragmentados.

A estabilidade das escavações subterrâneas é um dos grandes desafios geotécnicos, uma vez que os maciços rochosos são anisotrópicos, descontínuos, heterogêneos e não elásticos e regidos por um comportamento mecânico influenciado ora pelas propriedades de sua composição mineralógica ora pelas propriedades das descontinuidades (SILVA, 2019). E, junto ao fator estabilidade, a produtividade é de suma importância ao processo.

O trabalho foi realizado na mina de Vazante, uma mina subterrânea de zinco localizada em Minas Gerais, em que o principal suporte das aberturas de desenvolvimento é o atirantamento, associado a aplicação de concreto projetado, que tem uma tendência de uso crescente, devido ao aprofundamento da mina (gerando o aumento das tensões verticais e horizontais) somados à diminuição da qualidade do maciço (devido as características lito estratigráficas). Ademais, trata-se de uma região cárstica, com

grande presença de fraturas abertas e estruturas com alto grau de intemperismo, além da presença de água por todas essas estruturas. O maciço rochoso de Vazante está inserido em um cenário muito desafiador em termos de estabilização de escavações.

O concreto projetado em Vazante é hoje uma exigência da equipe geotécnica, e deve ser cumprida conforme as recomendações da mesma, de forma a proporcionar segurança às pessoas e equipamentos que acessam as escavações. Cada vez mais há a necessidade de suporte rápido de rocha com o concreto projetado, que atenda ao fator de segurança esperado, e forneça o melhor resultado no menor tempo, otimizando o processo. Destaca-se aqui uma das grandes vantagens do concreto projetado que é a formação rápida de uma densa ligação com a superfície da rocha, o que limita a movimentação e assentamentos adicionais, podendo inclusive ser utilizado com outras técnicas de estabilização, a exemplo do uso de tirantes, como é o caso de Vazante, sendo um elemento fundamental para métodos convencionais de construção, a exemplo do NATM (*New Austrian Tunneling Method*) (SIKA, 2020). No entanto, os aspectos táticos insatisfatórios de implementação, incluindo operações de gerenciamento, engenharia e produção, têm prejudicado o sucesso do concreto projetado nas minas. Diante do exposto, o presente artigo tem por finalidade descrever a revisão do controle tecnológico do concreto projetado com fibras metálicas utilizado na Mina de Vazante. Para tal, realizou a revisão do traço de concreto utilizado na mina. Observou-se que ele era realizado de forma empírica, sendo necessário elevar seu controle de qualidade. Partindo disto, determinou-se um traço que atendesse aos requisitos tanto de aplicabilidade no ambiente subterrâneo e úmido, quanto que fornecesse uma resistência inicial alta para diminuição do tempo de reentrada. Além da revisão do traço de concreto projetado, outras ações foram implementadas: melhorias na central de concreto, definição e calibração dos parâmetros dos equipamentos de projeção, desenvolvimento de fornecedores e, especialmente, treinamento e reciclagem periódica da equipe operacional. É válido também lembrar, que apesar das inúmeras vantagens apresentadas pelo concreto projetado, este possui uma vulnerabilidade específica que é a dependência de sua qualidade final da capacidade e habilidades do operador de projeção, mais conhecido como mangoteiro (THOMAS, 2019).

2 CONCRETO PROJETADO EM VAZANTE

A área de estudo está localizada na porção noroeste do Estado de Minas Gerais, e é conhecida como Distrito Zincífero de Vazante (DZV). O DZV abriga um dos maiores depósitos de zinco silicatado do mundo e o maior depósito de zinco do Brasil (MATOS *et al.*, 2015). A região de Vazante, onde se encontra a mineralização de zinco da Nexa Resources, encontra-se num ambiente geológico cárstico complexo, com alto grau de carstificação das rochas dolomíticas associadas, e em meio a um aquífero muito importante, o que gera desafios no tocante à atividade de mineração subterrânea. Em termos do aquífero optou-se por rebaixar o nível d'água para se trabalhar em seco. Para tanto, a água é bombeada à elevadíssima razão de 11.000 m³/dia. A mina tem aproximadamente 510 metros de profundidade com uma metragem anual média de túneis escavados 17 mil metros, sendo parte destas aberturas suportada por concreto projetado (associado a tirantes). É o concreto projetado utilizado como elemento de contenção de superfície desde 2006; porém, apenas em 2011 ele começou a ganhar força, com o desenvolvimento da Rampa I, acesso principal de uma das minas. Já o banco de dados começou a ser compilado no ano de 2016 (Figura 1), com uma taxa média de 11,3 m³/dia.

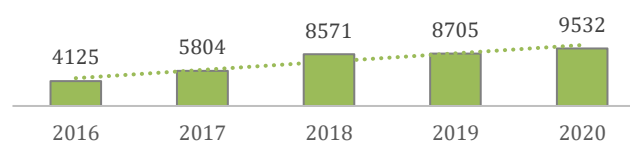


Figura 1 - Evolução do volume anual projetado

Atualmente são realizados em média 26,1 m³/dia, ou seja, houve um acréscimo de mais de 130% em 4 anos, conforme visto na Figura 2. Por muito tempo, o preparo do concreto projetado na mina e sua aplicação em campo, foram realizados de forma empírica. Para maior segurança, e para garantir a produtividade da mina, associados a um intervalo de tempo otimizado para a reentrada, diversas variáveis foram analisadas no processo: dosagem do concreto (traço, relação água/cimento, tipo de

cimento, compatibilidade de aditivos, resistências iniciais) e, além disso, a qualidade da projeção (pressão do ar, ângulo de projeção, distância do bico ao substrato, reflexão). O aprofundamento da mina de Vazante apresenta situações a cada dia mais demandantes em termos de segurança, vide a elevação das tensões e as qualidades ruins dos maciços encontrados a maiores profundidades, altamente fragmentados e sob maiores tensões.

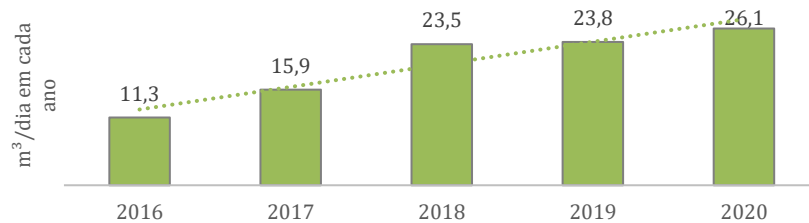


Figura 2 - Evolução do volume diário projetado

Somando-se aos fatores apresentados, atingir um fator de segurança que permita um tempo de reentrada otimizado nas frentes é um item crítico do processo. A redução do tempo de reentrada apresenta um conflito entre o aumento da produtividade e a segurança no local de trabalho. O concreto projetado necessita um tempo para desenvolver suas resistências (compressão, flexão e aderência). Assim, no que tange ao tempo de reentrada, esse irá fortemente afetar o retorno das atividades subsequentes para o avanço da frente. Observa-se que ter um concreto projetado que atenda as condições estabelecidas, ocasionará menos retrabalho, mais eficiência na projeção, mais segurança, e um menor tempo de reentrada otimizando o ciclo do desenvolvimento.

De acordo com Rispin (2005), um bom critério, no passado, para a reentrada em uma frente projetada era a faixa de 8 a 18 h. Em meados desse século, o tempo de reentrada na maioria das minas era de 8 h. Houve um impulso para diminuir esse padrão para 4 horas, e eventualmente, para 2 horas. Nas minas americanas, o tempo de reentrada de 4 horas vem sendo amplamente utilizado. Já na mina de Vazante, o tempo de reentrada nas frentes projetadas era 6 – 10 horas, tempo considerado alto.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Assim como a agricultura, a mineração é uma das primeiras indústrias básicas da civilização. As etapas de um projeto mineral envolvem uma série de processos, em que cada uma das etapas é considerada uma das operações unitárias. O ciclo de operação de mina abrange desde a etapa de extração dos recursos minerais da crosta até sua disponibilização para beneficiamento mineral. Dentro dessas operações está o ciclo do Concreto Projetado, um tipo de suporte, introduzido por Carl Akeley em 1910, pelo processo de via seca, gunita. Desde então os desenvolvimentos em materiais, aditivos químicos, equipamentos e técnicas levaram a avanços significativos (YURDAKUL, RIEDER e NEBOR, 2017).

A operação de projeção, geralmente, se dá de duas formas: via seca ou úmida. A diferença básica entre as duas é o momento em que a água é adicionada à mistura. No processo de via úmida, a água é introduzida na mistura antes do equipamento de projeção (normalmente na central de concreto). No processo por via seca, a água é introduzida no bico de projeção, ou um pouco antes. Neste caso, há um risco maior de não serem obedecidos os traços definidos pelo projetista (ACI 506R, 2019). O acelerador é introduzido no bico de projeção (caso via úmida) ou um pouco antes do mesmo (caso via seca).

Segundo a norma ABNT NBR 11768-1 (ABNT, 2019), aditivos são produtos químicos adicionados e misturados ao concreto, em quantidades geralmente não superiores a 5% da massa de ligante total, sendo os aceleradores para concreto projetado uma exceção, podendo ser utilizados em dosagens superiores a 5% em massa em determinadas aplicações. Seu principal objetivo é modificar as propriedades do concreto no estado fresco e/ou no estado endurecido, de forma a otimizar o desempenho da matriz. É nesse sentido, que aditivos químicos são utilizados para melhoria do desempenho do concreto projetado. Esses aditivos alteram as características do concreto, e são responsáveis por melhorarem a sua trabalhabilidade ou plasticidade, reduzirem o consumo do cimento, atuarem como aceleradores ou retardadores do tempo de pega; reduzirem a retração e até melhorarem

sua durabilidade. De outro lado, há as adições minerais; um exemplo são as pozolanas, que dentre inúmeros benefícios, podem atuar na redução da fissuração térmica do concreto. Por fim, o uso das fibras, que podem ser de aço ou sintéticas, que melhoram a capacidade de absorção de energia do concreto, e das telas, que irão aumentar a resistência do concreto projetado a esforços cortantes e de tração.

3.1 MECANISMOS DE ATUAÇÃO DO CONCRETO PROJETADO

A interação entre o concreto projetado e a rocha é complexa e influenciada por fatores como rugosidade das paredes e do teto, as propriedades mecânicas da rocha, a carga na rocha, a zona danificada pela escavação (EDZ), as discontinuidades, os tirantes de ancoragem (*rock bolts*), a espessura da camada de concreto. O suporte reativo imediato gerado pela ligação entre o revestimento e a massa rochosa promove o bloqueio do bloco e evita o afrouxamento da massa rochosa (HADJIGEORGIOU e POTVIN, 2011). Segundo Brito (2017), a disposição do concreto na superfície de escavação interfere no mecanismo de transferência dos esforços entre o maciço e o concreto. A ideia é formar, sempre que possível, um arco compressivo, que aproveitaria melhor sua resistência a compressão uniaxial do concreto. Em obras civis, em especial nos túneis, normalmente o projetado é aplicado piso a piso, promovendo uma forte ação de arqueamento da camada de concreto projetado e permitindo uma boa transferência de carga do teto ou abóboda e das paredes para o piso Fig. 3 (b).

Nas aplicações em mineração, devido ao dinamismo das atividades, as restrições de tempo, custo e o fato de a maioria das aberturas não terem caráter permanente e o acesso ser permitido somente à profissionais daquela atividade (não ao público em geral), a aplicação do concreto projetado, difere consideravelmente do caso das aplicações de construções civis subterrâneas e permitem com que o projetado não se estenda até o piso. Neste caso, não se espera do concreto sua maior capacidade resistiva, Fig.3 (c), pois não há a formação do arco compressivo. O suporte de superfície é fornecido através da aderência e/ou resistência ao cisalhamento entre rocha e concreto projetado, a resistência à tração e flexão do concreto projetado e transferência de carga para o sistema de reforço de rocha, desde que seja aplicado após o projetado. (HADJIGEORGIOU e POTVIN, 2011)

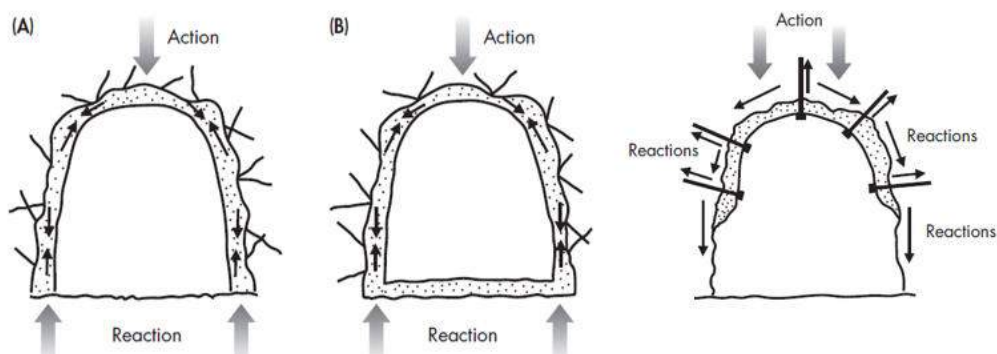


Figura 3 - Concreto em compressão após aplicação ao redor do (a) piso (b) e do túnel (c) Distribuição de esforços no projetado quando aplicado até limite superior ao piso da galeria (CLEMENTS 2009, *apud* HADJIGEORGIOU e POTVIN, 2011).

Seymour *et al.*, (2011) afirmam que o concreto projetado se mantém firme por aderência, fortalecendo a rocha e impedindo o movimento relativo na interface concreto/rocha, atuando como uma “supermalha”, fornecendo um componente de retenção rígido, aderência ao maciço recém-escavado; alta resistência a baixas idades; a flexibilidade adequada às deformações impostas pelo maciço; a estanqueidade; durabilidade; e a dispensa de escoramentos, formas e instalação de armadura.

O concreto projetado previne a degradação dos outros componentes do sistema de ancoragens, e preenche o vão entre os tirantes, suportando material desconfinado presente no contorno da escavação. Simulações numéricas realizadas mostram a maneira que o concreto projetado influencia em maciços descontínuos, e concluíram que até 50% dos esforços do sistema de ancoragem dos túneis são reduzidos com a aplicação do projetado. (CHRYSSANTHAKIS *et al.*, 1997).

O sucesso da aplicação do concreto projetado depende altamente da habilidade do operador do robô ou mangoteiro. O melhor traço de concreto projetado fornecerá um resultado ruim se não for projetado corretamente. Um especialista em projeção, treinado segundo os métodos adequados para preparar a superfície, posicionando corretamente o bico durante a projeção, obterá os melhores resultados.

Para atender às demandas da escavação é necessário que o concreto apresente tempo de pega e evolução de resistências iniciais adequadas. Foram criadas as classes de resistência J1, J2 e J3 que representam categorias para classificar as resistências iniciais do concreto projetado. As formas dessas curvas podem ser vistas na Fig. 4 e consultadas na norma BS EN 14487-1 (2005). O concreto J1 é adequado para camadas finas em um substrato seco sem requisitos estáticos de suporte de carga especial. O concreto projetado J2 é usado quando para camadas espessas e de alto desempenho. E o J3 deve ser especificado apenas em circunstâncias especiais, deve ser usado apenas se a resistência inicial extremamente alta for essencial, se houver requisitos estáticos ou uma unidade de avanço rápido, por exemplo, uma entrada de água forte.

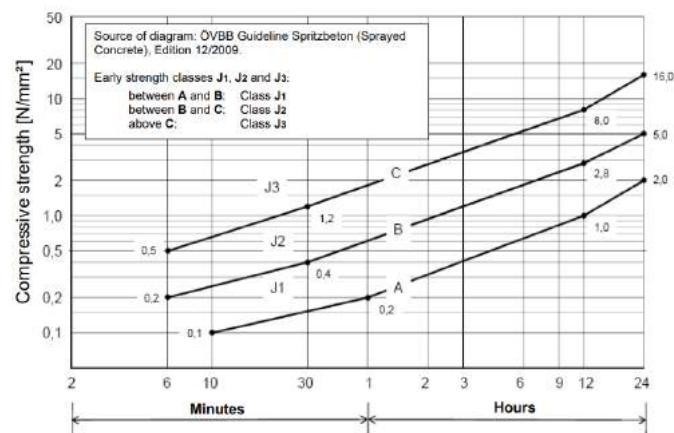


Figura 4 - Classes de resistências iniciais (Fonte: BS EN 14487-1, 2005)

4 METODOLOGIA

Para qualificação e melhoria do concreto projetado de Vazante, contribuindo conseqüentemente para a redução do tempo de ciclo, foram necessários diversos estudos e aprendizados. O primeiro passo foi a contratação de um laboratório especializado para os estudos de caracterização (e compatibilidade cimento x acelerador) dos materiais usados pela mina. Após isto foram desenvolvidos novos traços, introduzidas melhorias na central de concreto, ajuste nos equipamentos de projeção e treinamento de equipes.

4.1 DESENVOLVIMENTO DE TRAÇOS

Para desenvolvimento do traço, realizou testes em escala de laboratório (betonadas de 20 litros), readequando os materiais componentes do concreto.

Em relação ao cimento, a mina utilizava o cimento do tipo CP-II-E-40 para fabricação do projetado, e uma vez que o objetivo é elevar o controle e qualidade do concreto e aumentar sua resistência inicial, foi feita a troca para o cimento CP V-ARI. Por se tratar de um cimento com menor teor de adições, especialmente aquelas mais latentes, maior finura e maior teor de clínquer em sua composição, os cimentos de alta resistências iniciais (CP V-ARI) costumam apresentar melhor performance em relação aos outros cimentos, no que diz respeito a tempo de pega e ganho de resistência, principalmente quando em conjunto com os aceleradores de pega (EFNARC, 2015). Com os ensaios e resultados de caracterização físico-mecânica obtidos em laboratório, vide Tabelas 1 e 2, comprovou-se tal hipótese, onde conclui-se que o cimento mais indicado é o CPV ARI, por apresentar menores tempos de pega e maiores resistências iniciais.

Tabela 1 - Caracterizações físico-mecânicas dos cimentos CP V-ARI e CP-II-E-40

Ensaio	Métodos de Ensaio	CP V-ARI		CP-II-E-40	
		Resultados	Limites NBR 16697/18	Resultados	Limites NBR 16697/18
Finura – resíduo na peneira de 75µm (%)	NBR 11579/12	0,1	≤ 6,0	0,1	≤ 10,0
Massa específica (g/cm ³)	NBR 16605/17	3,06	-	2,99	-
Área específica (cm ² /g)	NBR 16372/15	4580	-	4440	-
Água da pasta de consistência normal (%)	NBR 16606/18	30,0	-	29,8	-
Início de pega (min)	NBR 16607/18	115	≥ 60	205	≥ 60
Fim de pega (min)	NBR 16607/18	180	≤ 600	270	≤ 600
Expansibilidade de Le Chatelier – a quente (mm)	NBR 11582/16	0,5	≤ 5,0	1,0	≤ 5,0

Tabela 2 - Resistências à compressão dos cimentos CP V-ARI e CP-II-E-40 (NBR 7215/19)

Idade (dias)	CP V-ARI			CP-II-E-40		
	Média	Desvio Relativo Máximo (%)	Limites NBR 16697/18	Média	Desvio Relativo Máximo (%)	Limites NBR 16697/18
1	28,3	1,1	≥ 14,0	16,4	4,9	-
3	40,5	2,0	≥ 24,0	26,3	1,9	≥ 15,0
7	45,0	2,4	≥ 34,0	34,9	2,6	≥ 25,0
28	51,4	2,1	-	45,8	4,6	≥ 40,0

No tocante aos agregados, utilizaram-se areias naturais fina e média, pó de pedra e brita 0. Estes foram caracterizados conforme normas técnicas nacionais e almejou-se uma mescla adequada que atendesse aos limites estabelecidos pela EFNARC (2015), Fig. 5.

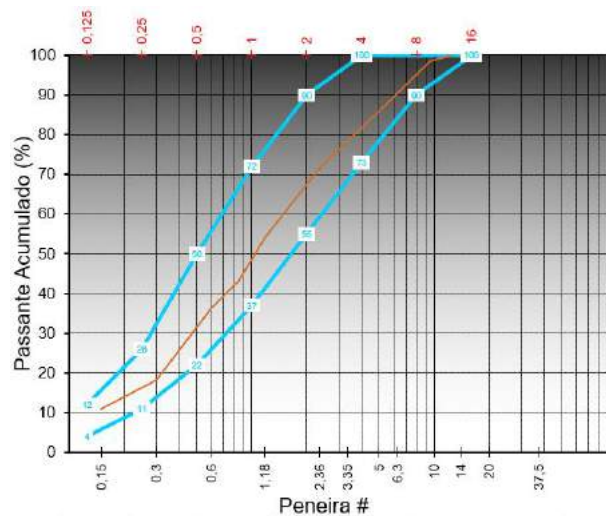


Figura 5 - Mescla de agregados enquadrados nos limites da EFNARC:
Areia Fina (13,7%) + Areia Média (13,7%) + Pó de pedra (36,2%) + Brita 0 (36,2%).

Devido ao efeito escala, foram obtidos resultados em campo diferentes daqueles obtidos em laboratório, especialmente características no estado fresco, tais como abatimento, consistência, viscosidade, segregação e exsudação, gerando transtornos iniciais com a perda de cargas de concreto. Assim, foram realizados ajustes em campo e os concretos foram mais uma vez reavaliados, com destaque a manutenção de trabalhabilidade durante no mínimo 5 horas, vide Fig. 6. O intuito era obter a segurança e garantia do concreto em termos de perda de abatimento e quaisquer outras anomalias, de forma a evitar transtornos operacionais na mina caso essas cargas apresentassem algum problema. Durante esse tempo foram medidos os abatimentos dos concretos conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998), temperaturas e controle visual quanto a possíveis anormalidades como exsudação e segregação. Ao final, foi traçado um novo traço básico para a mina, porém, com 3 conjuntos de aditivos com dosagens variadas provenientes de fornecedores diferentes.



Figura 6 - Preparo do Traço

Para o Fornecedor 1 realizou-se o teste com dosagem de 0,7% do Hiperplastificante e 1,2% do Controlador de hidratação Figura 7 (a). No que se diz respeito a manutenção do abatimento foi possível notar excesso de dosagem, onde durante as cinco horas acompanhadas praticamente não houve perda do abatimento. Assim, as dosagens utilizadas foram superiores ao necessário para atingimento do *slump* de aplicação recomendado, logo reduziu para 0,70% e 0,75% Figura 7 (b). Pode-se notar com os resultados obtidos, que apesar das reduções de dosagem realizada, manteve-se o bom desempenho tanto do hiperplastificante que apresentou boa dispersão, e do controlador de hidratação, onde durante 7 horas de acompanhamento Figura 7 (c), houve queda mínima do abatimento, sendo está ainda superior ao mínimo necessário para aplicação de (180 mm). Para o fornecedor 2 as observações foram similares.



Figura 7 - Fornecedor 1. (a) Hiper=1,2% e 5 horas de manutenção - 235 mm. (b) Hiper=0,75% e 1 hora de manutenção - *Slump* 235 mm (c) Hiper=0,75% e 7 horas de manutenção - *Slump* 235 mm.

Na sequência, foram feitas as projeções de dois dos três traços desenvolvidos em laboratório (Tabela 3). Os resultados de consistência (*slump* = 23 cm) e controle de hidratação (6h), bem como os resultados de resistências iniciais foram satisfatórios. Em termos de resistências iniciais obtivemos resultados que atendem à categoria "J2" do sistema austríaco (ou EN 14.487-1) de resistências iniciais.

Tabela 3 - Traço desenvolvido para o estudo

	CP-V ARI	Água	Areia fina	Areia média	Pó de brita	Brita zero	Fibra metálica	Super Plastif.	Cont. Hidrat.	Acelerador
Fornecedor 1	434	196	239	239	629	629	25	0,70%	0,75%	10,00%
Fornecedor 2	434	196	239	239	629	629	25	0,80%	0,45%	10,00%
Fornecedor 3	434	196	239	239	629	629	25	0,85%	0,50%	10,00%

4.2 MELHORIAS NA CENTRAL DE CONCRETO E FORNECEDORES E TREINAMENTO OPERACIONAL

Até o ano de 2018 o concreto utilizado na mina de Vazante era preparado numa central própria, localizado na superfície, na área industrial da mina. Porém, a falta de um controle de qualidade e a necessidade de padronização do processo eram agravantes à qualidade desse produto, o que resultou na terceirização dessa produção. Dessa forma, desde meados de 2019 o concreto projetado é preparado por uma central de concreto terceira. Essa central deve garantir os parâmetros de qualidade definido

pelo corpo técnico da mina. Em parceria, foram realizados trabalhos e investimentos juntamente com este fornecedor, que não possuía experiência prévia na preparação de concreto projetado.

Durante o último ano houve melhorias importantes na central de concreto, tais como a instalação de baias de agregados, com paredes de separação e piso concretados, evitando-se contaminação durante o processo de carregamento. No campo ambiental, por nossas recomendações, houve importantes avanços, com a instalação de tanques de decantação e a introdução da energia elétrica da rede Cemig (eliminando emissões de gases e ruído gerado por gerador à diesel).

Outros pontos de destaque foram as visitas técnicas para desenvolvimento dos fornecedores de agregados da região. A reforma do laboratório, e área administrativa da central. Instalação de grelhas na entrada da alimentação (central de concreto) para se evitar "oversizes". E, a instalação de aspersores de água para saturar os agregados (os ensaios de laboratório mostraram que o índice de absorção de alguns agregados é alto) sendo essa também uma forma de reduzir a temperatura dos agregados. Um próximo passo será a instalação de telas tipo "sombrit" para geração de sombra sobre os agregados, o que contribui bastante para reduzir a temperatura dos mesmos e, portanto, do concreto fresco.

Um dos pontos de preocupação no processo de melhorias do concreto projetado da Mina de Vazante é a qualidade dos agregados regionais. Verifica-se que há muita contaminação de tamanho (*oversize*) nas areias recebidas pela central de concreto. Embora a central tenha instalado uma grelha na caixa da balança de agregados, ainda passam agregados com tamanhos demasiados pela mesma, que causam entupimentos durante a projeção. Outro fator de preocupação geral é o fato de os fornecedores não controlarem as curvas granulométricas de seus produtos (nenhum fornecedor regional faz isto, portanto nenhum deles fornece seus produtos com curvas granulométricas certificadas). A central, gradativamente, vem aumentando as exigências junto aos seus fornecedores no tocante às curvas granulométricas e implementa a prática rotineira de enquadramento periódico das mesclas de agregados conforme padrão granulométrico referencial e limites estabelecidos pela EFNARC.

Como em qualquer prática de concreto projetado, é preciso combinar a técnica ao fator humano (WOOLLEY e BARRETT, 2005). A sinergia entre a qualidade do traço, equipamentos e técnica operacional são primordiais para que os indicadores de reflexão e consumo específico sejam otimizados. Na parte de pessoas, realizou-se treinamento teórico com 100% da equipe operacional relativo à tecnologia do concreto e práticas de projeção. Na parte de equipamentos, ações simples como aferição da bomba, ajudam a ter um melhor controle dos parâmetros iniciais de projeção.

Para a aferição da bomba dosadora de aditivo acelerador do robô de projeção *Normet Spraymec 6050 WPC*, operou-se a bomba de concreto em vazio e mediu-se, com relógio e balde graduado a vazão de acelerador. Em relação ao procedimento, configurou-se, no painel eletrônico da bomba de acelerador, cinco vazões diferentes para o acelerador (litros/min) e mediu-se, para cada caso, o tempo necessário para o volume total de 5 litros. Concluiu-se que a bomba de acelerador estava aferida.

Para os próximos passos estão programados os ensaios de absorção de energia (laboratório externo) para a determinação do teor de fibras sintéticas necessárias para atender aos requisitos estabelecidos pela NEXA.

5 RESULTADOS

Na Fig.8 são mostradas as resistências iniciais do traço anteriormente utilizado na mina. Observa-se que com duas horas a resistência inicial era de 0,12 MPa, valor extremamente baixo, insuficiente para se reduzir o tempo de reentrada (então de 6 horas).

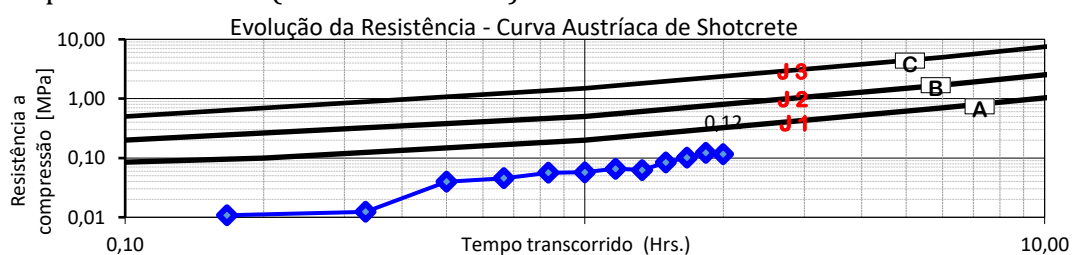


Figura 8 - Valores de resistência/traço antigo

Na Fig. 9 são mostradas as médias dos resultados de resistências iniciais das projeções de três dos quatro traços novos desenvolvidos em laboratório, e reproduzidos em campo, que derivam do estudo realizado durante todo o ano de 2020. Os resultados de consistência ($slump = 23$ cm) e controle de hidratação (6h), bem como os resultados de resistências iniciais foram satisfatórios. Em termos de resistências iniciais obteve-se resultados que atendem à classe "J2" do sistema austríaco (ou EN 14.487-1) de resistências iniciais. Esses ensaios representam a continuidade do trabalho de qualidade do concreto projetado na mina, que irá determinar todos os parâmetros de controle para o melhor dimensionamento desse suporte.

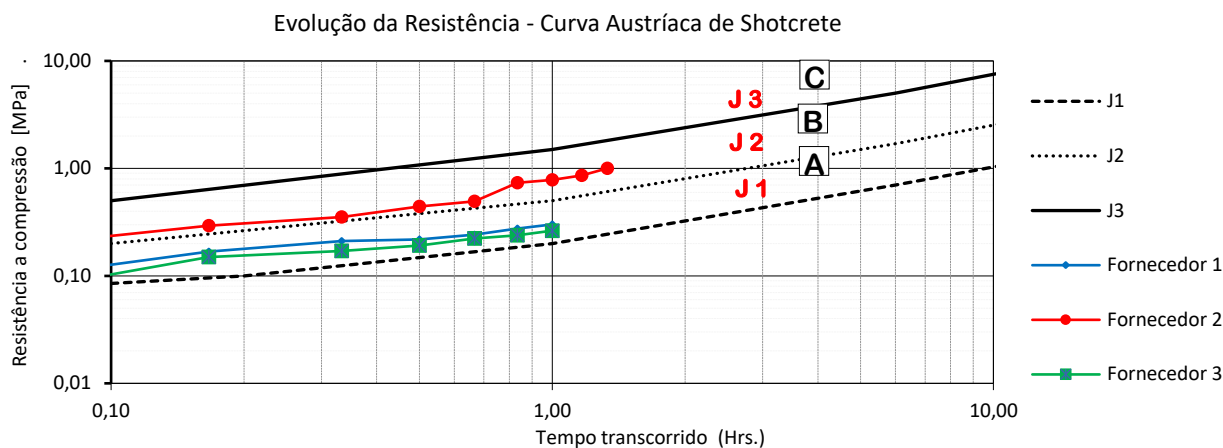


Figura 9 - Valores de resistência no traço novo com o Fornecedor 1, 2 e 3

Com a leitura do penetrômetro teve-se o resultado de 2,0 MPa sendo atingido entre 200 min (3h20min) e 240 min ou (4 horas), intervalo de tempo bem inferior às 6hs, tempo adotado até então. Após esses ensaios, adotou um dos reagentes para utilizar na mina, e trocou o traço praticado até então, para o desenvolvido nesse estudo. A média desses resultados para cada intervalo de tempo inicial é apresentado Tabela 4, em que é possível observar que em 1h30 (90 min) o novo traço apresenta resistência média de 1,09 MPa.

Tabela 4 - Média dos resultados realizados após a mudança do traço

Média 5'	Média 10'	Média 20'	Média 30'	Média 40'	Média 50'	Média 60'	Média 70'	Média 80'	Média 90'
MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0,21	0,28	0,33	0,40	0,45	0,50	0,53	0,63	0,89	1,07

As resistências em idades mais elevadas (medidas em laboratório) também apresentaram bons resultados. Veja a Tabela 5. A média geral dos 4 resultados de 28 dias em laboratório é 57 MPa. Com uma boa projeção (com distância e ângulos adequados do bico à parede, e com boa pressão de ar comprimido, como nos foi relatado) e com um bom acelerador (como é o caso), poderíamos esperar um resultado na parede no mínimo 90% (ou mais) do valor obtido em laboratório. Então, poderíamos estimar que o resultado de 28 dias na parede seja de 51,3 MPa.

Tabela 5 - Resistências em idade avançada

Concreto Projetado		03 dias		7 dias		28 dias	
Data	Cliente	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6
23/09/2020	Nexa	26,1	26,7	41,1	41,7	57,5	56,3
24/09/2020	Nexa	27,1	27,7	41,3	41,5	55,9	58,2

6 CONCLUSÃO

Os três traços ensaiados na central tiveram seus *slumps* mantidos ao longo de 5 horas, atendendo às especificações da mina (23 cm \pm 3 cm). As temperaturas se mantiveram dentro do aceitável, e nos três

traços a hidratação do cimento se manteve sob controle por 5 horas. O traço selecionado pela mina apresentou, após implementação, resultados médios de 1,07 Mpa em 1h30.

O objetivo desse estudo na Mina de Vazante era a redução do tempo de reentrada nas frentes de serviço, que era de 6 horas. Pelos resultados obtidos, concluímos que o objetivo foi alcançado. Nos testes realizados obteve-se em média 1,0 MPa nos primeiros 100 min (traço do Fornecedor 2). Através dos testes com o penetrômetro, obteve-se a resistência inicial de 2,0 MPa entre 200 min (3h20), e nos testes seguintes na mina após a implementação do novo traço, esse resultado foi alcançado com 180 min (3h). Ou seja, o tempo de reentrada foi reduzido em 50%, de 6 para 3 horas.

7 AGRADECIMENTOS

Agradecimento ao Departamento de Mecânica das Rochas da Mina de Vazante da Nexa, por ter tornado esse estudo possível, bem como aos fornecedores de aditivos que participaram ativamente dos ensaios e testes, sempre propondo melhorias para o nosso processo, e ao consultor Zander, pelos ensinamentos partilhados e melhorias propostas durante este período.

REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11768 – Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Parte 1: Requisitos**. Rio de Janeiro, 2019,
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.
- [3] ACI. American Concrete Institute. SP-1(02); **ACI 506R-16; ACI 506.2-13; ACI 506.4R-19**; American Shotcrete Association. Disponível em: <<<https://concrete.org/tools>>>. Acesso em 01 Jan 2020
- [4] BRITISH STANDARD. **EN 14487 – Sprayed Concrete – Part 1: Definitions, specifications and conformity**. London, 2005.
- [5] BRITO, Felipe Pereira. **Interpretação do Overbreak da Rampa Fonte Grande Sul (Mina Cuiabá) e sua interação com o sistema de suporte**. 2017. Dissertação (Mestrado) - UFOP. Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas. em Geotecnia.
- [6] CLEMENTS, M.J.K. 2009. **Shotcrete introduction - The theory of shotcrete**. In course proceedings for Advanced Ground Support in Underground Mining. ACG Course Notes 0910. Nedlands, Western Australia: pp. 1–16.
- [7] CHRYSSANTHAKIS, Panayiotis & BARTON, Nick & LORIG, Loren & CHRISTIANSON, Mathew. (1997). **Numerical simulation of fiber reinforced shotcrete in tunnel using the discrete element method**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 34. 590-590. 10.1016/S0148-9062(97)00187-3.
- [8] EUROPEAN FEDERATION OF NATIONAL ASSOCIATIONS REPRESENTING FOR CONCRETE. **Nozzleman Certification Scheme – The Nozzleman Course Notes – ENC 301 SpC 1.3**, 2015.
- [9] HADJIGEORGIOU, J., POTVIN, Y., **Hard Rock Ground Control with Steel Mesh and Shotcrete. Chapter 8.6**. SME Mining Engineering Handbook, 3rd ed. (2011).
- [10] MATOS, et al. **Metalogenia das Províncias Mineraias do Brasil: Distrito Zinífero de Vazante, MG. Série Províncias Mineraias do Brasil**, nº05. Brasília, 2015. CPRM Serviço Geológico do Brasil.
- [11] RISPIN, M. (2005) **Reentry into a Shotcreted, Underground Heading**, Shotcrete Magazine, Spring, pp. 26–30.
- [12] SEYMOUR, J.B., MARTIN, L., CLARK, C., STEPAN, M., JACKSHA, R., PAKALNIS, R., ROWORTH, M., CACERES, C. **A shotcrete adhesion test system for mining application**. NIOSTIC2 20038056 (2011).
- [13] SILVA, Cristina Rodrigues. **Análises Computacionais dos Comportamentos do Revestimento Em Concreto Projetado na Mina Cuiabá – Sabará/MG**. 2019. Dissertação - Núcleo de Geotecnia, UFOP, Minas Gerais, 2019.
- [14] SIKA. **Sika Sprayed Concrete Handbook. Chapter 2.1**. Excavation Stabilization, (2020).
- [15] THOMAS, A. **Sprayed Concrete Lined Tunnels. Chapter 1.3**. Development of SCL Tunnelling, 2nd ed. (2019).
- [16] WOOLLEY, G. R. and BARRETT, C. **Chapter 26 - Training and Certification Scheme for Sprayed Concrete Nozzlemen in the UK**. In: S. A. Austin, (Ed.), Sprayed Concrete Technology, Chapman & Hall, London, p. 237–245, 2005.
- [17] YURDAKUL, Ezgi; RIEDER, Kalus-Alexander; NEBOR, Diego Granell. **Successful Design of Wet-Mix Shotcrete**. Five common misconceptions and corresponding facts. Concrete International. April, 2017.

RETROANÁLISE DE INSTRUMENTAÇÃO EM ESCAVAÇÃO DE TÚNEL DUPLO DE VIA DA ESTAÇÃO VILA SÔNIA

R. S. Oliveira, J. A. Schiavon, F. M. Kuwajima

Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Paulo, Brasil

D. Rodrigues, W. J. Giannotti

Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô, São Paulo, Brasil

Resumo: Este trabalho apresenta uma retroanálise de instrumentação para análise de segurança da escavação de um túnel duplo de via em solo de alteração de gnaisses durante a execução da Estação Vila Sônia da Linha 4 – Amarela do Metrô da cidade de São Paulo. A análise teve o objetivo ajudar na tomada de decisões, visando garantir a estabilidade, fatores de segurança e integridade do projeto durante a execução do túnel. A Estação Vila Sônia tem execução 82,32 m de túnel duplo de via com seção transversal 85,68 m² de cada túnel, totalizando uma área de escavação de 171,36 m², ambos executados pelo método NATM. A geologia local é composta de duas unidades geológicas distintas, solos residuais e rochas gnáissicas do embasamento pré-cambriano que corresponde ao Complexo Embu e depósitos tecnogênicos sobrejacentes. Para compreender o comportamento mecânico do maciço e do revestimento durante as escavações do túnel, com foco na análise de segurança e mitigação de riscos, foram feitas análises numéricas e seus resultados foram comparados com os dados da instrumentação instalada no revestimento primário em concreto projetado. A comparação foi feita com o uso de um modelo de ações espontâneas (MAE) com base no método dos elementos finitos, construindo-se um modelo numérico bidimensional com incorporação de lei de amolecimento de núcleo para simular o comportamento tridimensional. Os resultados avaliados incluem tensões e deformações do maciço e revestimento considerando o ganho de resistência do concreto, instante de instalação do arco invertido definitivo e a influência da distância da frente da escavação referente à instrumentação analisada. Tal comparação demonstrou que o modelo numérico permite uma adequada representação da estrutura em estudo. Por outro lado, o estudo também demonstrou que os resultados do modelo numérico alimentado com os valores propostos na literatura para os parâmetros mecânicos do solo apresentam diferença significativa dos resultados experimentais.

1 INTRODUÇÃO

As constantes expansões no sistema de transporte urbano de passageiros são realizadas em sua grande maioria com estruturas subterrâneas, necessitando de amplo estudo e análise geológica-geotécnica em seu traçado para adoção da metodologia executiva mais adequada em tal contexto. Na expansão da linha 4 amarela – fase 2 foram utilizadas duas metodologias, o NATM para túneis e o método sequencial vertical para poços de grande diâmetro, em grande maioria. O traçado do Túnel do Corpo da Estação Vila Sônia possui geologia local composta de unidades geológicas distintas que serão abordadas com maior detalhe neste artigo. Durante o processo executivo do Túnel do Corpo da Estação Vila Sônia, foi elaborado uma retroanálise no projeto de escavação. Para a retroanálise do Túnel do Corpo da Estação Vila Sônia foi realizada uma análise bidimensional utilizando o *solver* Tochnog e o programa de pré e pós-processamento GiD, que permitiu uma simulação sequencial e evolutiva das condições de escavação projetadas e sujeitas as condições geológicas-geotécnicas consideradas típicas.

Este processo possibilitou uma análise do comportamento do revestimento primário visando a mitigação dos riscos e garantir a segurança do túnel. Assim, este artigo apresenta uma retroanálise com base nas leituras de instrumentação disponíveis em meio às escavações do túnel de via.

1.1. DESCRIÇÃO DA OBRA

A Estação Vila Sônia, no trecho Pátio – Estação Vila Sônia, localiza-se na Avenida Professor Francisco Morato, próximo as ruas: Rua Heitor dos Prazeres, Rua Taborda e Rua Coronel Otaviano da Silveira, na região da Vila Sônia, zona oeste do município de São Paulo. A Figura 1 apresenta a localização do túnel do corpo da estação Vila Sônia.



Figura 1 - Localização do Túnel corpo da Estação Vila Sônia – Projeto Executivo

2 GEOLOGIA LOCAL

A região em questão refere-se à borda oeste da Bacia de São Paulo, nas imediações do Rio Pirajussara, afluente do Rio Pinheiros. O traçado do túnel segue pela Av. Prof. Francisco Morato, atravessa solos de alteração das rochas do Complexo Embu, pertencente ao embasamento cristalino, além das formações sedimentares Neógeno-Paleógenas da bacia e sedimentos aluvionares mais recentes.

As obras deste trecho da Linha 4 – Amarela estão inseridas em três unidades geológicas, sendo da base para o topo: os solos residuais e rochas gnáissicas do embasamento pré-cambriano correspondente ao Complexo Embu; os depósitos sedimentares terciários da Bacia de São Paulo; e os depósitos tecnogênicos (aterros), sendo estas duas últimas as unidades mais superficiais. Próximo ao local da Estação Vila Sônia, nos baixos topográficos equivalentes as drenagens ocorrem também os depósitos de aluviões quaternários.

A escavação da Estação Vila Sônia ocorreu inicialmente em aterro, seguido de solos residuais, saprolito e rochas gnáissicas do embasamento cristalino pré-cambriano correspondente ao Complexo Embu. Localmente, predomina a unidade gnaiss-migmatítica do Complexo Embu que, na região, é principalmente constituído de biotita gnaisses com grau de deformação e estruturas variadas, podendo se apresentar desde fracamente migmatítico, com estruturas estromáticas e bandamento claro até porfiróide, preservando megacristais de feldspato. É comum a ocorrência destas rochas deformadas por influência das complexas zonas de cisalhamento atuantes na região. Nestes casos, elas desenvolvem uma textura milonítica, podendo variar desde proto até ultramilonítica. A principal estrutura presente nestas rochas é um bandamento gnaiss-migmatítico a milonítico, cuja direção é paralela ao eixo de lineamento ENE-WSW regional, direção que também está representada nas lineações de estiramento contidas no plano de foliação. A migmatização destes gnaisses pode acarretar concentração de máficos em níveis melanossomáticos, gerando planos muito micáceos, concentrados em biotita, podendo representar planos de fraqueza em potencial.

As coberturas sedimentares Paleógenas/Neógenas correlatas aos sedimentos da Bacia de São Paulo ocorrem como corpos isolados restritos, representados em mapas geológicos como “manchas” de sedimentos sobre as rochas do Complexo Embu. Estas ocorrências podem representar tanto deposições sedimentares pontuais quanto partes remanescentes da erosão de uma cobertura mais extensa.

Os depósitos aluvionares recentes estão associados à deposição promovida pelos rios e córregos atuantes na região. O depósito aluvial mais importante na região está relacionado ao leito do Rio Pirajussara que, apesar de constituir uma planície de deposição aluvial de dezenas de metros, por passar paralelamente a norte da Linha 4 não ocorre no trecho em questão. Entretanto, depósitos aluviais menores, relacionados aos afluentes do Rio Pirajussara, com direção aproximadamente perpendicular a este, promoveram a sedimentação de depósitos que se fazem presentes no trecho em estudo. Destes, o mais importante é o do Córrego Itararé, que corre paralelamente à Avenida Getsêmani e cruza o traçado da linha na altura do cruzamento da Av. Prof. Francisco Morato com a Rua Ministro Edmundo Lins, apresentando estruturas de até 5 m de extensão. A Figura 2 apresenta o perfil geológico considerado.

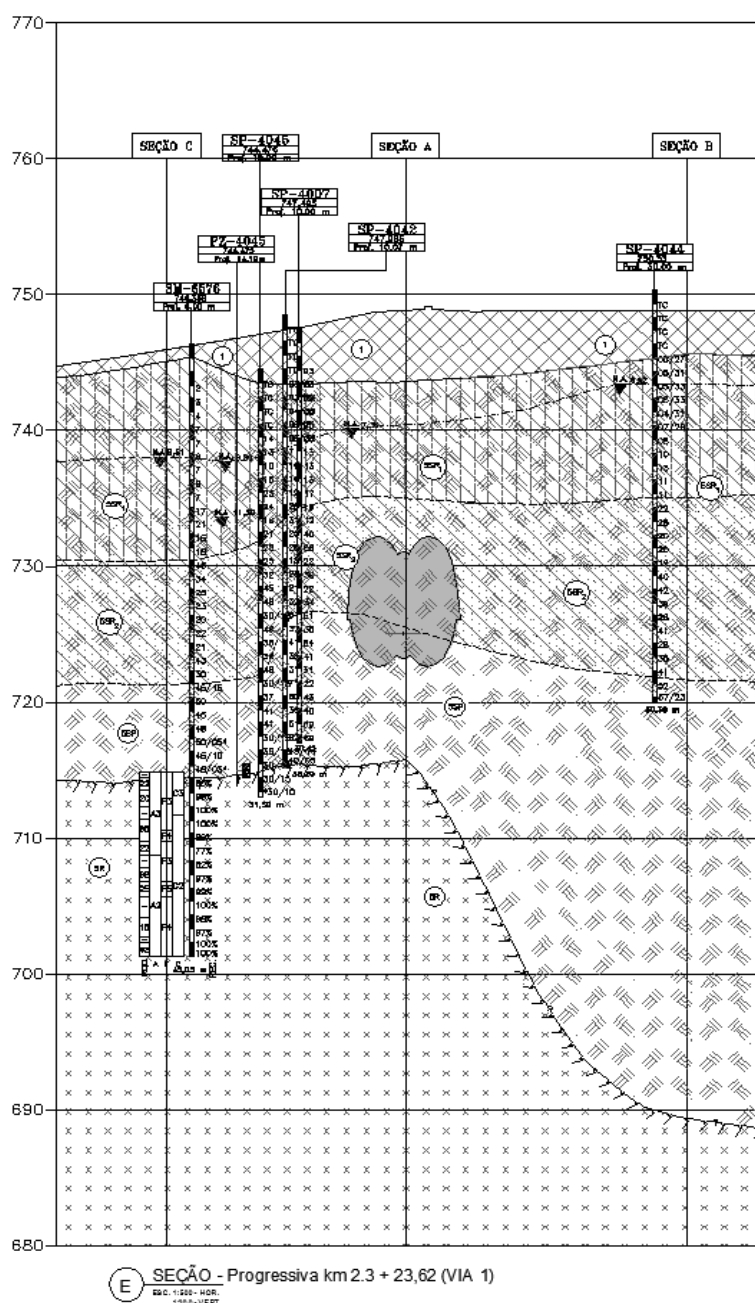


Figura 2 - Perfil geológico local da região assumido para a retroanálise - Fonte: Projeto Executivo

Os solos residuais que predominam na seção geológica e que compõem as unidades 5SR1, 5SR2 e 5SP (solos residuais maduros, jovens e saprolitos, respectivamente), são constituídos na maioria das vezes de siltes arenosos micáceos que apresentam elevada erodibilidade na presença de água, se degradam e fluem mesmo sob baixos gradientes hidráulicos.

Associado a um comportamento de solo fluente quando submetido a presença de água nas escavações, e quando submetidos ao alívio de tensões das escavações apresentam discreta expansão e podem se tornar bastante deformáveis. Este fenômeno é cada vez mais relevante quanto mais alterado (maduro) se mostra o maciço a ser escavado.

As unidades menos alteradas, saprolitos (5SP) e solos residuais jovens (5SR2) com elevados índices NSPT, quando expostas tendem a isolar "blocos" de material através da junção das descontinuidades do maciço, podendo comprometer a estabilidade local por desprendimento progressivo destes "blocos". Estes materiais apresentam estruturas reliquias da rocha matriz, em geral com estruturação principal regional N70E e secundária NW.

Estes maciços apresentam baixa permeabilidade o que compromete a eficiência dos dispositivos de drenagem, como poços, DHPs, ponteiras etc. Ademais, o grau de alteração sofrido pelo solo gera um perfil errático e evolutivo que não permite definir com clareza os horizontes segmentados, podendo resultar em "bolsões" e caminhos preferenciais por onde o fluxo se desenvolve, sendo de difícil captação.

Para evitar que o material se comporte como "fluente" na escavação, o rebaixamento do lençol freático deve ser intenso, o que muitas vezes exige adoção de dispositivos especiais como PBS (Poço de Bombeamento Submerso) com uso de vácuo e ou DHP (Dreno horizontal Profundo).

Para evitar que o maciço deforme excessivamente junto à escavação e para combater seu comportamento "desplacante" quando seco, é necessário considerar que o lençol freático na região da Estação Vila Sonia foi rebaixado através de PBS externos e, adotados DHPs de maneira complementar. Sendo assim, a análise considerou comportamento drenado do maciço.

2.1 INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização do estudo, foram analisadas todas as seções de instrumentação do Túnel do Corpo da Estação Vila Sônia. Dentre elas, verificou-se que a seção próxima à progressiva km 2.3 + 06.654 m é a que reuniu as melhores condições e os melhores dados de instrumentação dos pinos de convergência, permitindo uma análise completa por meio da comparação com um modelo de ações espontâneas (MAE) e efetuando a verificação das deformações do maciço e do revestimento primário.

Esta seção foi a que apresentou a maior quantidade de instrumentos de medida de convergência em seção plena do túnel que foram efetivamente monitoradas. Os instrumentos marcados em amarelo na figura 3 evidenciam os instrumentos utilizados nesta análise.

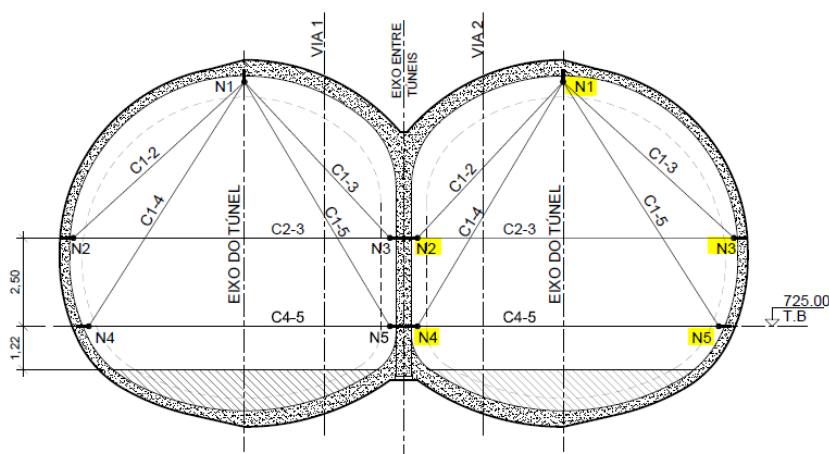


Figura 3 - Seção dos pinos de convergência do Túnel corpo da Estação Vila Sônia - Fonte: Projeto Executivo

2.2 MÉTODO CONSTRUTIVO

A metodologia construtiva do túnel foi baseada no método NATM (*New Australian Tunnelling Method*) com a escavação sendo parcializada durante o processo construtivo, escavando-se primeiro o pilar central, em sequência escava-se a calota e por fim o rebaixo com Arco Invertido Definitivo (AID), totalizando uma área de escavação de 85,68 m² (figura 4).

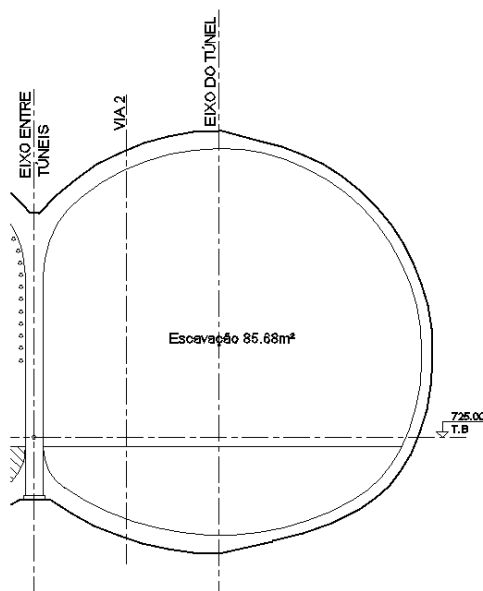


Figura 4 - Área de escavação seção conforme projeto executivo - Fonte: Projeto Executivo

A análise foi realizada com o uso do programa TOCHNOG, desenvolvido originalmente por Dennis Roddeman na Universidade de Twente, com licença pública tipo GNU. Trata-se de um programa que possui extensa biblioteca de elementos e modelos constitutivos e vem sendo testado e recebendo constantes melhoramentos de diversos colaboradores oriundos de centros de pesquisas de vários países. Permite a simulação de eventos construtivos, possibilitando introduzir nos cálculos a sequência executiva prevista em projeto.

Nos cálculos apresentados, utilizou-se uma simulação bidimensional com modelo constitutivo elastoplástico de fluxo não associado com critério de escoamento de Mohr-Coulomb. O efeito tridimensional do avanço da face do túnel foi simulado por meio da técnica do amolecimento de miolo, de acordo com os estudos de Ohnish *et al.* (1982). A Figura 5 apresenta a geometria do modelo e a malha de elementos finitos considerada na análise.

O maciço foi considerado drenado durante a execução do poço admitindo que não há desenvolvimento de pressão hidrostática no revestimento primário do túnel considerando as seguintes fases de cálculo:

FASE 0 – Definição da malha de elementos finitos e aplicação das tensões de campo. As tensões verticais são resultadas da ação da aceleração da gravidade e sobrecarga na superfície de 10 kPa. As deformações decorrentes da aplicação das tensões geostáticas são anuladas, pois ocorrem durante a formação do maciço e antes do início das obras;

FASE 1 – Simulação do avanço da calota até o instante da aplicação do revestimento com um atraso de fechamento de 3.2 m em relação à face de escavação conforme projeto com utilização da técnica de Ohnish *et al.* (1982) (retirada da camada de alívio da calota);

FASE 2 – Aplicação do revestimento da calota com características de concreto projetado jovem ($E = 13,75$ GPa) e avanço adicional da calota pela técnica de Ohnish *et al.* (1982) (retirada da camada de complemento da calota) adiante do trecho revestido.

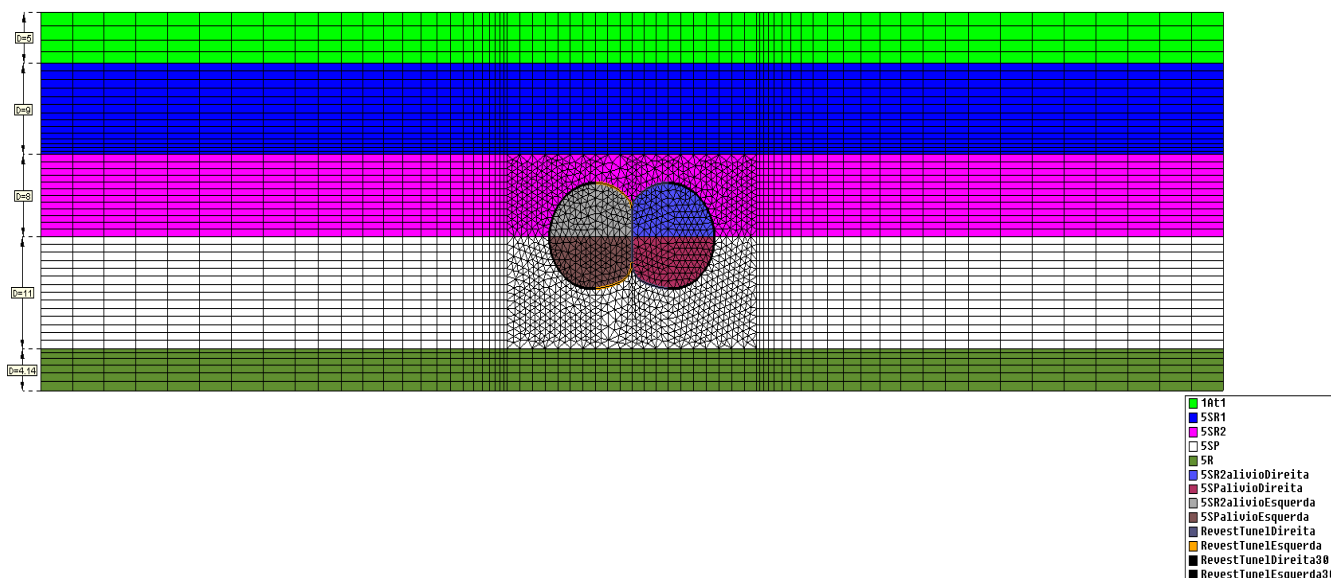


Figura 5 - Malha de elementos finitos e seção simplificada e estratigrafia assumida para a retroanálise - Fonte: autor com base nos dados do projeto executivo.

2.3 MATERIAIS E PARÂMETROS UTILIZADOS

Durante o acompanhamento técnico de obra foram realizados ensaios e controle tecnológico do concreto projetado do revestimento primário, assim realizou-se a média aritmética dos resultados com a consideração de influência de 1 diâmetro antes da seção e 1 diâmetro após a seção analisada, que resultou num f_{c28} médio de 33,6 MPa e admitiu-se o módulo de elasticidade do concreto projetado jovem no valor de 13,75 GPa e para o concreto projetado curado conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) o valor de 32,46 GPa.

O Túnel Corpo da Estação Vila Sônia está inserido em solos residuais do embasamento cristalino, com as seguintes estratigrafias. Para a Análise do túnel oeste, em que a cobertura do túnel se encontra constante: Aterro (5 m), 5SR1 (9 m), 5SR2 (8 m), 5SP (11 m), e 5R;

A Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos utilizados com base nos dados do projeto executivo e adaptado conforme experiência em obras similares.

Tabela 1 - Parâmetros geológico-geotécnicos - Túnel Corpo da Estação Vila Sônia - Análise A

Material	Espessura (m)	γ (kN/m ³)	ν	E (MPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	K_0
At	5	16	0,3	10000	20	10	0,8
5SR1	9	18	0,3	20000	25	20	0,8
5SR2	8	19	0,3	50000	27	15	0,8
5SP	11	20	0,27	80000	35	40	0,9
5R		25	0,25	800000	40	100	1

Onde:

γ : peso específico;

c' : coesão;

ϕ' : ângulo de atrito;

E: módulo de deformabilidade;

K_0 : coeficiente de empuxo em repouso.

3 ANÁLISE DA CONVERGÊNCIA

Para a análise de convergência foram utilizados dados dos pinos instalados no revestimento primário do túnel oeste do corpo da Estação Vila Sônia. Verificou-se que as cordas 2/3 e 4/5 foram lidas antes das demais cordas, também houve dificuldade na interpretação da leitura até 09/02/2019. Portanto, para esta análise, será considerado o ponto inicial de leitura onde há leitura para todas as cordas, ou seja, a partir de 09/02/2019 na posição de 3,2 m após a instalação da convergência. Os gráficos das figuras 5 e 6 apresentam as leituras com os valores corrigidos em relação ao tempo e em relação ao avanço do túnel.

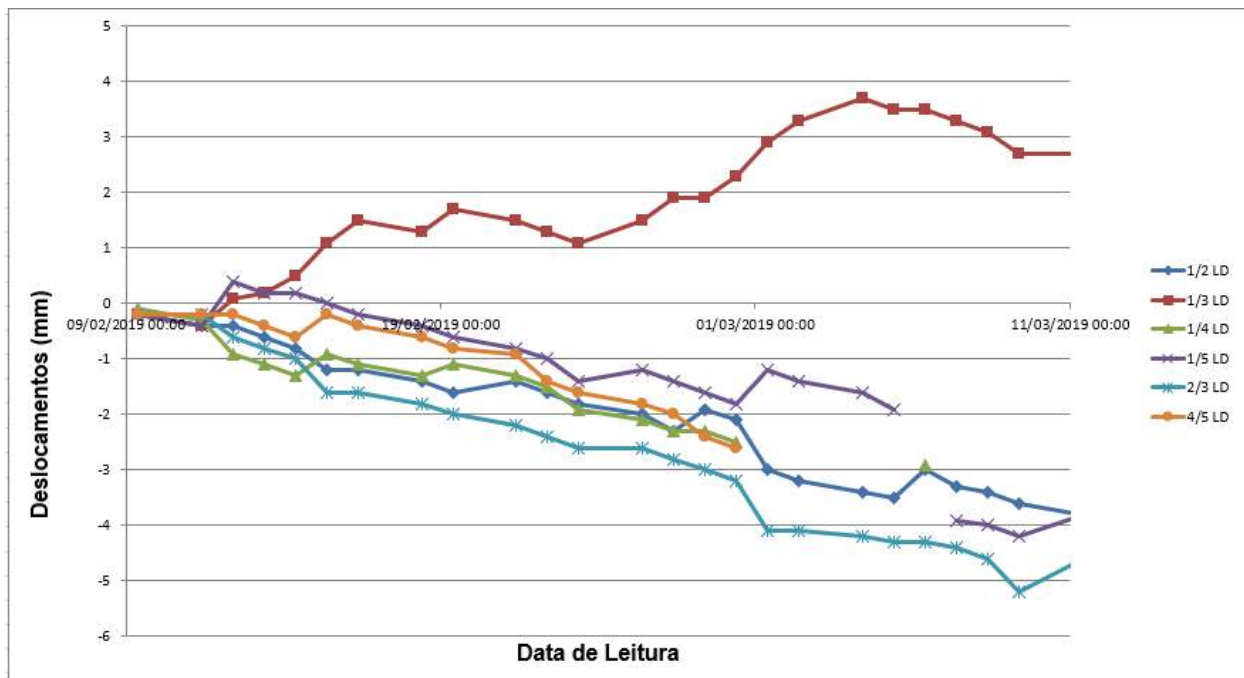


Figura 5 - Convergência da seção 2.3+06 túnel direta corrigido – Compilado de leituras de instrumentação realizado por Rodolfo S. de Oliveira e Flávio M. Kuwajima com base no SACI da CMSP.

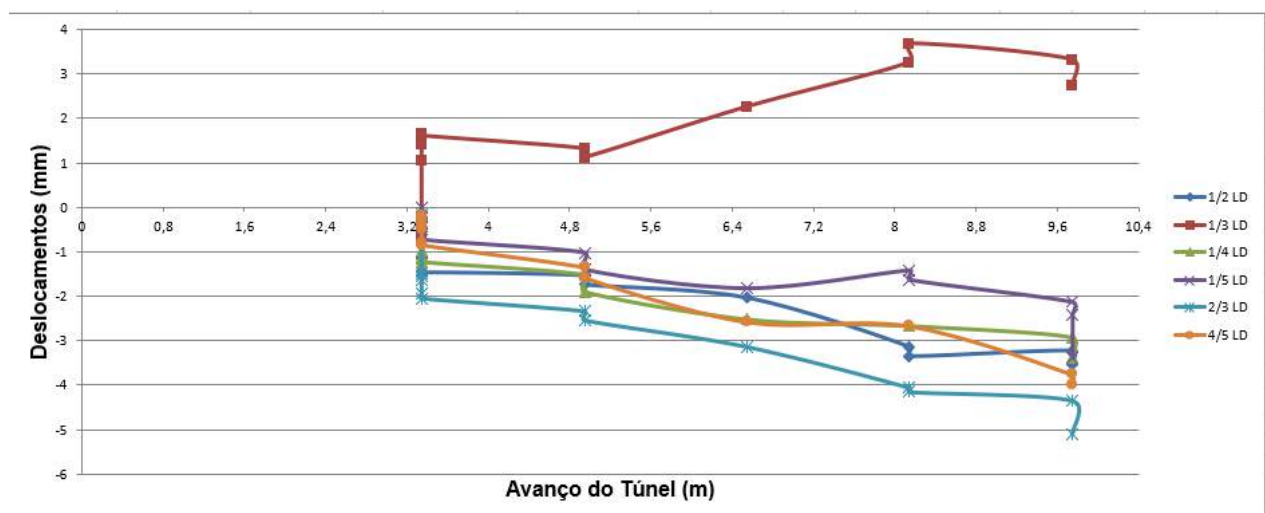


Figura 6 - Convergência versus avanço na seção 2.3+06 túnel direta corrigido - Compilado de leituras de instrumentação realizado por Rodolfo S. de Oliveira e Flávio M. Kuwajima com base no SACI da CMSP.

As leituras apresentaram uma convergência máxima próxima a 5 mm na corda 4/5 e a corda 1/3 apresentou uma deformação positiva (divergência) próxima a 4 mm quando o túnel estava com o avanço com 1 diâmetro de distância da face, aproximadamente 10 metros.

Através do modelo numérico por elementos finitos, foram obtidos valores de convergência conforme avanço do túnel, sendo considerado a convergência inicial a 2 diâmetros da face, aproximadamente 20 m, e convergência final a 2 diâmetros após a face da seção analisada.

Para efeito comparativo, utilizou-se os dados de convergência do modelo à distância de aproximadamente 10 m da face e são apresentados na Tabela 2 e Figura 7.

Tabela 2 - Dados de convergência obtidos no modelo numérico e instrumentação – Túnel Corpo da Estação Vila Sônia

Convergência do Modelo (mm)						
Distância a face (m)	1/2 L/D	1/3 L/D	1/4 L/D	1/5 L/D	2/3 L/D	4/5 L/D
-20,8	0	0	0	0	0	0
3,2	-0,76	-0,01	-0,54	-0,14	-0,59	-0,27
20,8	-5	-0,06	-3,49	-0,90	-3,85	-1,73
Convergência medida – instrumentação (mm)						
-20,8	0	0	0	0	0	0
3,2	-0,58	0,41	-0,43	-0,58	-0,71	-0,46
20,8	-3,8	2,7	-2,8	-3,8	-4,6	-3

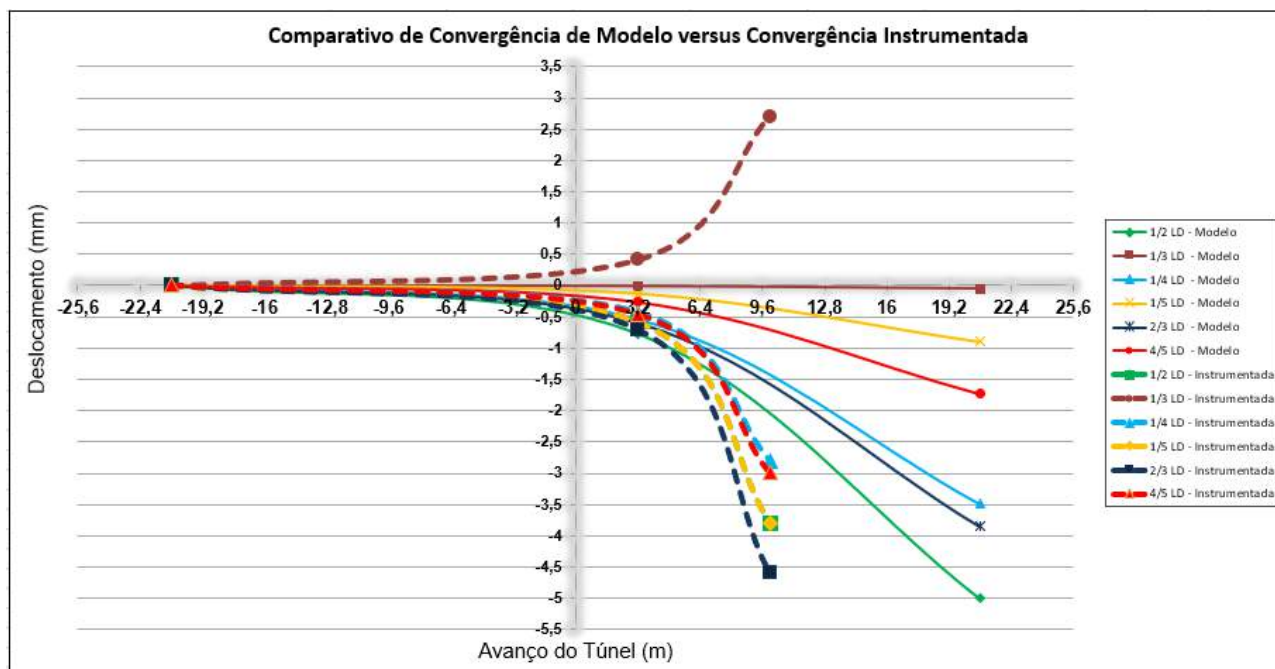


Figura 7 - Convergência obtida por modelo numérico versus instrumentação em campo - Compilado de leituras de instrumentação realizado por Rodolfo S. de Oliveira e Flávio M. Kuwajima com base no SACI da CMSP.

Nota-se que a tendência de deformação do revestimento primário instrumentada comparando a tendência de deformação do revestimento primário por modelo numérico são próximas. Buscando apresentar a tendência de deformação do revestimento, a figura 8 apresenta um esquema da estrutura

deformada com amplificação de 25 vezes a partir dos dados de convergência da análise numérica e da instrumentação.

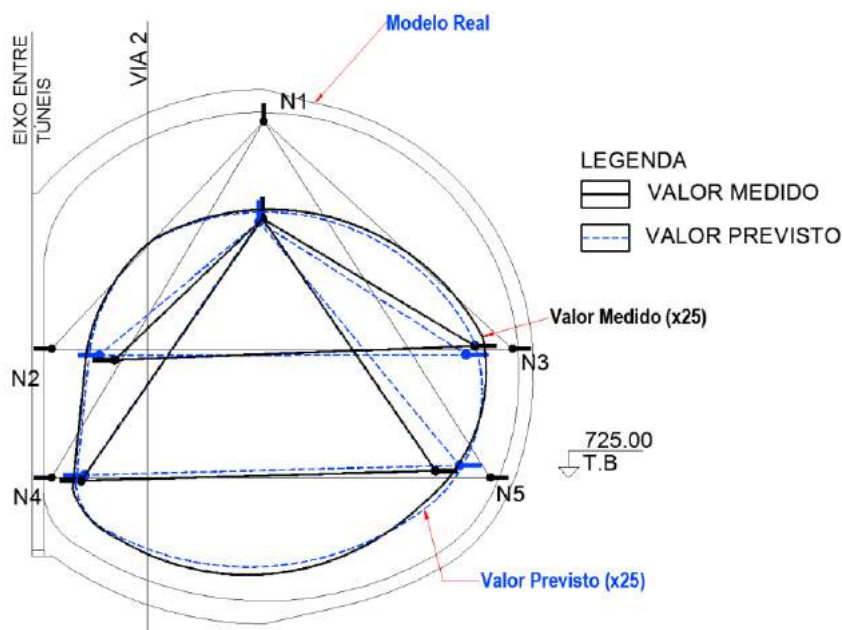


Figura 8 - Esquema da estrutura deformada (amplificação de 25x) com base nos dados de convergência do modelo numérico e dos dados da instrumentação - Compilado de leituras de instrumentação realizado por Rodolfo S. de Oliveira e Flávio M. Kuwajima com base no SACI da CMSP.

4 CONCLUSÃO

A análise de convergência em modelo numérico quando comparado aos valores obtidos em instrumentações do Túnel Oeste do Corpo da Estação Vila Sônia demonstraram resultados coerentes com deformações do revestimento equiparadas ao modelo. É importante salientar que o acompanhamento técnico de obra por técnicos especializados e o plano de instrumentação foi fundamento para este tipo de análise.

A retroanálise proporcionou uma análise satisfatória do comportamento estrutural da casca e do pilar que compunham o revestimento primário do túnel do corpo da Estação Vila Sônia quando comparada aos dados de instrumentação. Além disso, a análise numérica proporcionou um balizamento para tomadas de decisões ao longo do acompanhamento técnico de obras, com foco da mitigação dos riscos apresentados para este tipo de obra geotécnica de grande complexidade.

5 AGRADECIMENTOS

À Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô – SP, à Infra7 Engenharia e Consultoria pela disponibilidade dos dados e oportunidade na divulgação das experiências obtidas durante a escavação dos túneis da linha 4 amarela – fase 2.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT; **NBR 6118 - Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento**; Associação de Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- [2] **NC-003 – 1982: Companhia do Metropolitano de São Paulo** - Normas técnicas complementares.
- [3] OHNISHI, Y. ET AL. (1982) **Analysis of advancing tunnel by 2-dimensional FEM**. In: International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Proceedings. Rotterdam: A. A. Bakelma, Vol. 4, p. 571-578.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE TÚNEIS DE TRANSFERÊNCIA HÍDRICA NO NORDESTE EM ESTUDO DE ANÁLISE DE RISCO

M. C. C. Silva, M. V. Silveira, G. A. Reis, S. M. O. Silva & F. A. Souza Filho

Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil

Resumo: A escassez hídrica na região de clima semiárido do nordeste brasileiro trouxe a necessidade de adaptação que levou e ainda leva à construção de diversas estruturas que conduzem a água dos pontos de maior oferta até os mais críticos dessa região. Nesse caminho que a água percorre, muitas vezes se depara com um relevo de feições onduladas caracterizadas por rochas sedimentares e escudos cristalinos típicos da região, ou até mesmo populações já consolidadas, e a alternativa mais econômica seria a escavação de túneis com auxílio de técnicas de escavação que acompanham a evolução tecnológica dos métodos construtivos e da própria pesquisa científica. São então construídos túneis que podem chegar a quilômetros de extensão. Neste artigo será apresentada uma revisão bibliográfica direcionada para essas estruturas, os túneis de transferência hídrica, especificamente aqueles localizados no nordeste brasileiro, levando em consideração aspectos como as soluções utilizadas em cada caso, os problemas apresentados e as intervenções adotadas. A pesquisa foi realizada de forma abrangente e se deu em diversas fontes como artigos científicos, livros e notícias, com profundo planejamento das palavras-chave que seriam utilizadas nas buscas online, com o intuito de elevar a sua efetividade, além de atenção à legitimidade das fontes de onde as informações foram retiradas. Os resultados obtidos auxiliarão em estudos posteriores para elaboração de checklists utilizados em inspeções nessas estruturas, além de colaborar no desenvolvimento de novas formas de prever, mitigar e controlar danos.

1 INTRODUÇÃO

A região nordeste do Brasil, com 1.56 milhão de km², apresenta características bastante particulares. Segundo o Mapa de Clima do Brasil (IBGE 2002) confeccionado a partir do trabalho de Nimer (1979), na região existem zonas de Clima Tropical, uma zona de Clima Equatorial Úmido no Maranhão, já próximo ao Pará e uma grande região de Clima Semiárido. Segundo a Articulação Semiárido Brasileiro (s.d.), dos 9 estados da região, metade tem mais de 85% de sua área caracterizada como semiárida, diferenciando nas localidades em aspectos como o número de meses secos, que podem variar de 6 a 11, sendo a estiagem máxima observada em áreas dos estados de Pernambuco e Paraíba.

Dentre as características das regiões de clima semiárido, tem-se que as precipitações médias anuais são inferiores a 800 mm, distribuídas de forma irregular, geralmente concentradas em um período médio de três meses. Além de elevada insolação (2800 h/ano) com temperaturas médias anuais de 23 a 27 °C, e evaporação em torno de 2000 mm/ano. A região com embasamento cristalino representa 70% da área do semiárido, e sendo um solo resistente à erosão e ao intemperismo, possui baixo índice de infiltração. Dessa forma, grande parte da água escoar e evapora, um fator que contribui significativamente para o desbalanceamento hídrico existente (SILVA *et al.*, 2010).

Devido ao contexto apresentado, a seca e o risco de desabastecimento de água fazem parte da realidade de cerca de 22 milhões de pessoas que vivem atualmente no semiárido nordestino, influenciando também a questão econômica da população, visto que grande parte retira seu sustento das atividades de agropecuária, muito sensíveis às condições da região. Portanto, inúmeras propostas foram apresentadas para tentar mitigar a situação, indo desde as menos convencionais, como a tentativa de adaptação de camelos no Ceará no século XIX para facilitar o transporte de pessoas, alimentos e água entre o sertão e o litoral (CAMPOS, STUART 2001).

Como soluções convencionais, ocorreu a construção de poços artesianos para captação de águas subterrâneas, além de cisternas e projetos de irrigação. Essas são alternativas paliativas que também foram e ainda estão sendo adotadas. No entanto, a realidade de períodos severos de seca como as que ocorreram entre os anos de 1777 a 1779 e a chamada "Seca dos Três Oitos" em 1888 resultou na necessidade de soluções que trouxessem benefícios a longo prazo. Dessa forma, a implementação da açudagem foi uma ação iniciada ainda na época do Brasil Imperial, como forma de armazenar a água dos períodos chuvosos para abastecimento nos períodos de estiagem (CAMPOS, STUART 2001).

Segundo a Agência Nacional de Águas (2021), a região nordeste apresenta cerca de 540 reservatórios com capacidade equivalente a 32 milhões de metros cúbicos. A presença dos açudes sem dúvidas gerou inúmeros benefícios para o abastecimento da população, mas devido às condições adversas dessa área, muitos dos reservatórios armazenam um volume que está aquém de sua capacidade. Segundo o Sistema de Acompanhamento de Reservatórios (SAR) da ANA, cerca de 120 reservatórios do semiárido possuem volume armazenado abaixo de 20% da capacidade no ano de 2021, evidenciando que apenas a açudagem não é suficiente para garantir o acesso à água aos habitantes da região.

A Transposição do Rio São Francisco, também chamado de Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF) é uma proposta que, assim como a açudagem, é discutida desde o século XIX. Segundo Castro (2011) o engenheiro cearense Marcos de Macedo apresentou a proposta em 1847 ao imperador Dom Pedro II. No entanto nenhum projeto foi colocado de fato em prática. Depois de inúmeros debates e mudanças na realidade política, social e econômica do Brasil, o projeto da transposição ressurgiu nos primeiros anos do século XXI e iniciou-se sua execução em 2008. O projeto estabelece ligação entre a Bacia do São Francisco, que apresenta relativa abundância hídrica e as bacias inseridas no Nordeste Setentrional, que apresentam escassez de água.

O caminho que a água realiza nessa e em outras obras de infraestrutura hídrica, especificamente localizadas no nordeste brasileiro, conta com diversas estruturas auxiliares como canais, adutoras, aquedutos, sifões, túneis e diversas outras. Os túneis, em específico, segundo Maragon (s.d.) objetivam permitir uma passagem direta através de certos obstáculos, que podem ser elevações, rios, canais, áreas densamente povoadas, etc. No caso dos túneis utilizados para transferência hídrica, percebe-se que apresentam uso recorrente em obras dessa natureza no nordeste devido ao fato de muitas vezes o caminho feito pela água se deparar com, segundo a Companhia de Gestão de Recursos Hídricos do Ceará (2014), um relevo de feições onduladas caracterizadas por rochas sedimentares e escudos cristalinos típicos da região.

2 METODOLOGIA

Neste trabalho foi realizada uma revisão bibliográfica acerca de parte de túneis de transferência hídrica existentes no nordeste brasileiro. A revisão apresentada é componente do estudo de análise de risco geotécnico-estrutural em diversas estruturas auxiliares que objetiva a reelaboração de checklists de inspeção em sistemas existentes no estado do Ceará. Espera-se, ao final da revisão, ampliar o conhecimento acerca das técnicas construtivas, das especificidades topográficas, geotécnicas e sociais de cada caso, assim como acerca de possíveis manifestações patológicas e soluções empregadas. Serão apresentados um breve histórico do projeto e da construção, além de tratar das dimensões, ou seja, da geometria dos túneis e das condições do subsolo com auxílio de parâmetros geotécnicos.

A pesquisa foi realizada em trabalhos acadêmicos, notícias e livros, além da análise de materiais disponibilizados por órgãos governamentais. As informações foram obtidas com auxílio de ferramentas de pesquisa mais gerais, como o próprio Google, mas também ferramentas especificamente voltadas para fins acadêmicos, como: *Google Scholar*, *Scielo* e a Biblioteca Digital Brasileira de Teses e Dissertações (BDTD). Utilizou-se de amplo planejamento das palavras-chave que seriam adotadas nas buscas, partindo das mais gerais e avançando para as mais específicas, além da utilização de sinônimos como meio de aumentar a variabilidade das buscas.

Todos os materiais coletados foram organizados com auxílio do software *Mendeley*, que atuou como meio de organizar os arquivos. Com seu uso foi possível gerenciar de forma mais ágil a pesquisa, além de

possibilitar a leitura dos arquivos, fazer anotações digitais e até mesmo gerar referências de forma automática.

Após a obtenção dos dados, esses foram divididos em três grandes obras de infraestrutura hídrica da Região Nordeste: Eixão das Águas, Cinturão das Águas e Transposição do Rio São Francisco. Foram selecionados para essa análise, dentro de cada obra, os túneis considerados mais relevantes, utilizando critérios de extensão e maior disponibilidade de informações.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 TÚNEIS DO CINTURÃO DAS ÁGUAS DO CEARÁ

O Cinturão de Águas do Ceará (CAC), segundo Ceará (s.d.), é uma estrutura que conduz as águas vindas da Transposição do Rio São Francisco para todas as 11 macrobacias hidrográficas do estado do Ceará, principalmente para as regiões localizadas ao sul do estado, onde a grande demanda do abastecimento é feita por água subterrânea, cujo aquífero tem apresentado deficiência em sua recarga. O projeto envolve a presença de canais, túneis, sifões e sistemas adutores, em uma extensão aproximada de 1.252,65 km, conectando as várias bacias hidrográficas do estado (SOHIDRA, 2018). As águas do São Francisco entram no sul do estado pela estrutura tal e são represadas pelo reservatório do Jati. De lá, seguem por cerca de 53 quilômetros no Eixo Emergencial, passando pelo município de Missão Velha, onde desembocam no Riacho Seco e, por gravidade, seguem até o Rio Salgado, desaguando no Rio Jaguaribe, até finalmente chegar ao Castanhão (maior reservatório do Ceará e componente da infraestrutura de abastecimento de Fortaleza) (Ceará 2020).

Os túneis presentes no CAC são: Sítio Alto 1 (463,37 m), Sítio Alto 2 (583,70 m), Veneza (2.322,36 m), Cabaceira (210,00 m), Arajara (349,00 m), Boa Vista (370,70 m), Cruzeiro (412,00 m), Pai Mané (284,00 m) e Carnaúba (290,00 m), perfazendo uma extensão total de 5,99 km (Ceará 2018).

Os túneis apresentam tratamentos em suas seções típicas, cujas geometrias consistem em seções transversais compostas, retangulares na parte inferior e teto em arco, que variam de acordo com a classe do maciço. A classe aumenta à medida que o maciço se torna menos seguro, levando em consideração aspectos como coesão da massa rochosa, ângulo de atrito e tempo médio que o maciço se mantém sem suporte, dentre outros. Esses aspectos são resumidos no índice RMR, uma classificação geomecânica publicada por Bieniawski (1975) a partir de sua vasta experiência com obras subterrâneas.

Para rochas de classes I e II, ou seja, maciço rochoso bom ou muito bom, o tratamento consiste em regularização do piso com concreto compactado por rolo (CCR), além do uso esporádico de chumbadores e concreto projetado sem fibra (CPP) eventual no teto. Para rochas de classe III, maciço rochoso razoável, os túneis apresentam aplicação sistemática de chumbadores em malha, com espaçamento de 2.0 x 2.0 cm e concreto projetado reforçado com fibra de aço (CPRF) no teto e nas paredes, formando uma camada prevista de 10 cm. O mesmo se aplica para a seção tipo do solo de classe IV, maciço rochoso fraco, diferenciando no menor espaçamento da malha de chumbadores (1.5 x 1.5 cm) e na maior espessura da camada de CPRF (20 cm). Na seção típica para solo classe V, maciço rochoso muito fraco, teve-se escavação em solo, utilizando concreto projetado formando uma camada de 30 cm, utilizando-se de tela metálica grampeada com ancoragens nas bordas e no centro de cada módulo da tela. Além disso, previu-se o uso de cambotas metálicas treliçadas espaçadas a cada 60 ou 80 cm e enfilagem com tubo schedule 40 injetado ou CPP bulbo contínuo com barra metálica a cada 40 cm (Ceará s.d.).

Dentre os túneis do CAC evidencia-se o túnel Veneza (Fig. 1), o maior do sistema. Está localizado no Trecho 1 do Lote 5 do CAC, no município de Missão Velha. Construído com o intuito de transportar as águas da Transposição do Rio São Francisco até o Açude Castanhão. O túnel apresenta seção transversal composta, retangular na parte inferior e com teto em arco e foi escavado em duas frentes de serviço, utilizando a metodologia do *New Australian Tunneling Method* (NATM), partindo de lados opostos. De acordo com Maragon (s.d.), essa metodologia surgiu por volta dos anos 60, acompanhando a evolução das tecnologias construtivas e dos estudos sobre concreto projetado. A concepção de um túnel construído pelo NATM é realizada passo a passo, com as seguintes etapas de trabalho, a serem repetidas sempre que

necessário: (i) Investigações geotécnicas do maciço e condições subterrâneas; (ii) Avaliação de parâmetros mecânicos do solo e rocha, baseados nos resultados de ensaios, bem como na experiência prévia; (iii) Análises de estabilidade do túnel e do revestimento de concreto projetado; (iv) Planejamento e avaliação de métodos de escavação e suporte para as diferentes classes de maciço; (v) Supervisão de estabilidade pelo mapeamento geotécnico e monitoramento durante a construção; (vi) Análise dos resultados das medições (WITTKE *apud* FERREIRA, 2020).

A principal vantagem desse método é a possibilidade de aplicação do escoramento na rocha imediatamente atrás da face em avanço. Esse escoramento aumenta de forma considerável a resistência da rocha, que se encontra enfraquecida devido ao alívio de tensão e pelo desmonte dos explosivos, além de também promover uma vedação imediata que evita a deterioração da rocha. Portanto, o uso desse método se prova vantajoso, pois, segundo o autor, nos métodos mais antigos tinha-se o escoramento temporário da rocha, causando vazios e afrouxamento, já no NATM, a existência de uma camada delgada de concreto projetado juntamente com um adequado sistema de chumbamento da rocha imediatamente após a detonação, evita a ocorrência de afrouxamentos e reduz a descompressão da massa de rocha adjacente, trazendo maior segurança (MARAGON s.d.).

O sistema de drenagem do Túnel do Cinturão das Águas consiste em drenos horizontais profundos (DHP), que tem a função de aliviar a pressão da água. A construção do túnel foi concluída em 2017, após 3 anos de execução (Ceará s.d.).



Figura 1 - Interior do Túnel Veneza, em Missão Velha (CE). Fonte: Gazeta do Cariri. (2017).

3.2 TÚNEL DO EIXÃO DAS ÁGUAS DO CEARÁ

Enquanto o Cinturão das Águas é responsável por trazer a água da Transposição do Rio São Francisco até o Açude Castanhão, o Eixão das Águas é um conjunto de obras hídricas que foi projetado com a função de transportar a água do mesmo açude, até a Região Metropolitana de Fortaleza, incluindo o Complexo Industrial e Portuário do Pecém, na tentativa de garantir o abastecimento de água, a geração de projetos de irrigação e incentivar os desenvolvimentos econômico e social (Diário do Nordeste 2004). São 255 km divididos em 5 trechos, formados por uma estação de bombeamento, canais, adutoras, sifões e um túnel (Ceará, 2014).

O túnel (Fig. 2) está localizado no trecho 4 do Eixão das Águas, inaugurado em 2012. A estrutura liga os Açudes Pacajus e Gavião, e tem como objetivo a ampliação da capacidade desse sistema de ligação. Segundo a Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará (2014), observou-se no local a presença de rocha mesocrática cinza de granulometrias fina e média, material de bota-fora e blocos de rocha. Ao final do túnel notou-se rocha mais gnáissica-xistosa de cor cinza e granulometrias fina e média. O túnel tem

1.1 km de comprimento, seção transversal composta, retangular na parte inferior e com teto em arco, e foi construído utilizando o Método NATM, paralelamente ao túnel já existente na região. Foi escavado em rocha e revestido em concreto projetado, com resistência à compressão simples de 18 MPa, reforçado com fibras de aço cujas espessuras variavam entre 5 e 10 cm, dependendo da seção tipo (COGERH, 2014). Foram utilizados tirantes e chumbadores com tensão para carga de trabalho de 10 toneladas. A construção foi projetada para transportar uma vazão de 15 m³/s e, na situação de nível de água máximo à jusante, ele funciona como um duto sob pressão. A transição entre o canal à montante e o túnel é feita através de grades em aço inoxidável, seguidas de comportas tipo vagão em aço inoxidável e ainda, logo depois, comportas ensecadeiras. Durante inspeção realizada pela COGERH em 2014, o único problema relacionado ao túnel estava presente justamente nas comportas do tipo vagão, nas quais pode-se constatar a presença de vazamentos (COGERH, 2014).



Figura 2 - Interior do Túnel do Eixão das Águas após a escavação inicial.
Fonte: COGERH (2014).

3.3 TÚNEIS DA TRANSPOSIÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO

As obras da Transposição do Rio São Francisco transportam a água desse importante rio através de dois caminhos, chamados de eixos, o Eixo Norte e o Eixo Leste. O Eixo Leste apresenta 217 km e destina-se ao atendimento da carência hídrica existente nos estados de Pernambuco e Paraíba, distribuídos em três trechos, chamados de Metas: 1L (16 km), 2L (167 km) e 3L (34 km). Na Meta 3L tem-se o túnel Giancarlo Lins Cavalcanti, com 3 km de extensão. Segundo Laboissière (2018) o Eixo Norte foi projetado para atender 223 cidades dos municípios do Ceará, Paraíba, Pernambuco e Rio Grande do Norte. É composto por 260 km também distribuídos em três metas: 1N (260 km), 2N (39 km) e 3N (81 km). A etapa 1N capta água do Rio São Francisco em Cabrobó (PE) e a bombeia para 188,1 metros de altura (Brasil 2016). Os túneis da transposição são: Cuncas I (15,250 m) e II (4.000 m), Milagres (818 m) e Giancarlo Lins Cavalcanti (3.000 m) e foram concebidos em trechos onde a escavação de canais a céu aberto seria mais onerosa ou então impossibilitada, por gerar desapropriações de comunidades já consolidadas. Em quase todos os túneis da Transposição previu-se o escoamento da vazão de até 99 m³/s. São túneis com formação em arco-retângulo com raios aproximados de 10 m. O piso dos túneis tem plano com declividade em torno de 40 cm/km (Ferreira 2020).

3.3.1 TÚNEL MILAGRES

O Túnel Milagres (Fig. 3) está localizado no Meta 1N do Eixo Norte da Transposição, entre as cidades de Verdejante (PE) e Penaforte (CE), apresentando 818 metros de extensão e 9 m de diâmetro. Apresenta seção em formato arco-retângulo e base plana com raio aumentando em direção à base. Sua altura interna é de 9.60 metros e largura máxima de 10.00 metros. Segundo Ferreira (2020) o túnel teve suas obras iniciadas em 2007 e foi escavado em rocha, predominantemente filito, com graus de alterações distintos, resultando em deformações de convergência do solo desde desprezíveis a muito significativos, o que poderia contribuir para o aumento de risco de rupturas no intradorso do túnel.

Ainda de acordo com Ferreira (2020), as obras que foram realizadas no túnel compreenderam basicamente os serviços de escavação e tratamento dos trechos de transição do emboque e desemboque, além de seu intradorso, ou seja, a face interna côncava do túnel, utilizando o Método NATM. O projeto consistia em duas seções de escavação, S1 e S2, para aplicação de tratamento no filito, com aplicação de concreto para revestimento do piso e uso de concreto projetado reforçado com tela metálica eletro soldada, tirantes, chumbadores, drenos barbacãs e DHP.

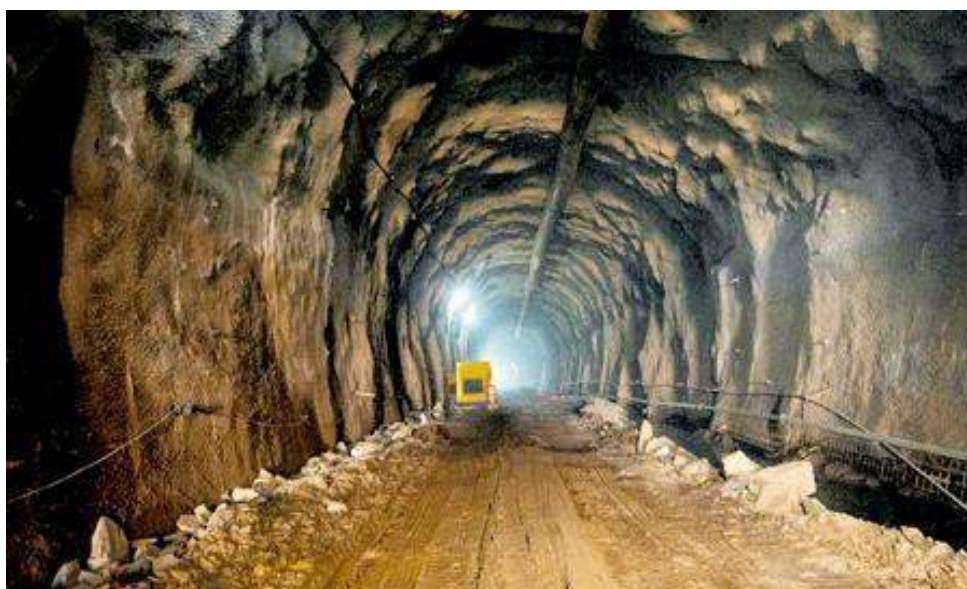


Figura 3 - Interior do Túnel Milagres, entre os estados de Paraíba e Ceará.
Fonte: Okariri (2018).

Após análises com uso de softwares, concluiu-se que existiam áreas formadas por possíveis interseções das discontinuidades no maciço do túnel, as quais apresentaram fator de segurança zero, o que indicou a possível ocorrência de rupturas na abóbada durante e após as escavações (FERREIRA, 2020).

Com a aplicação de investigações por meio de sondagens mistas foi possível chegar até a classificação geológico-geotécnica do Túnel Milagres, com classes de maciço variando entre III e IV, ou seja, são rochas que apresentam menor capacidade de sustentação e, por isso, necessitam de maior reforço. A escavação do maciço ocorreu em duas frentes com retirada de 120 m³ de material, além do uso de bate choco na frente escavada, abóboda e paredes, para retirada dos blocos e lascas de rocha que se encontravam praticamente soltos (NARESI, 2010).

Ferreira (2020) ressalta que em cada avanço da frente de escavação, eram realizados mapeamentos geotécnicos com a finalidade de classificar o maciço e identificar a necessidade de reforço da estrutura com cambotas metálicas, arcos invertidos, tirantes com resinas ou também com o uso de concreto projetado com fibras metálicas. A execução foi concluída em 2018.

3.3.2 TÚNEL CUNCAS I

O túnel Cuncas I (Fig. 4) está localizado na Meta 3N do Projeto de Integração do Rio São Francisco e transporta as águas da Transposição que estão armazenadas no reservatório de Mauriti, no Ceará, ao de

São José de Piranhas, na Paraíba. Foi concluído em 2014 e é o maior túnel para transporte de água da América Latina, com cerca de 15 km de extensão e 9 m de largura e altura. Para as escavações, também em rocha, a obra utilizou uma perfuratriz hidráulica finlandesa, chamada de Jumbo. Foram utilizados cerca de 700 kg de explosivos em cada etapa do avanço, com ciclos de detonação durando entre 12 e 15 horas e avanço médio de 4.5 metros de túnel escavado (Ministério da Integração Nacional 2014).

O túnel foi executado com seção transversal composta, retangular na parte inferior e com teto em arco, e tem fundo de caimento de 40 cm/km. Previu-se em projeto que a água seria transportada por conduto livre, com seção molhada na parte retangular, a qual tem revestimento hidráulico, diferentemente do teto, com proteção superficial. A escavação do túnel principal partiu de quatro frentes, duas nos emboques norte e sul, e mais duas avançando a partir da abertura de um túnel descendente no ponto central do canal principal. Esse túnel descendente, inclusive, representou um dos grandes desafios para a topografia, pois apresentava 2 km de extensão, que se desenvolveram em curvas e rampas até o centro do túnel principal (LEONARDI, 2012).



Figura 4 - Interior do Túnel Cuncas I, entre os estados da Paraíba e do Ceará.

Fonte: Cariri Ligado (2014).

Em 2011 ocorreu um deslizamento de solo na escavação da entrada do túnel, atingindo 50 dos 80 m que já teriam sido escavados (Fig. 5). Segundo o Ministério do Desenvolvimento Regional (2011), o deslizamento se deu devido à consistência não uniforme do maciço encontrado naquele ponto. O Ministério ressaltou ainda que nesses casos geralmente é feito o preenchimento do solo da região afetada e, em seguida, retomado o serviço de escavação. Não houve nenhuma vítima durante o ocorrido.



Figura 5 - Deslizamento ocorrido na entrada do Túnel Cuncas I.

Fonte: Portal do Sertão in Foco (s.d.)

4 CONCLUSÃO

Os túneis são estruturas complexas, que exigem estudos estruturais, geológicos e geotécnicos na fase de projeto, durante a execução e depois que a estrutura foi finalizada. Além disso, o monitoramento do maciço é de suma importância para garantir o seguimento da obra e a segurança dos trabalhadores, visto que à medida que as escavações avançam, existe uma alteração no equilíbrio da rocha que pode resultar em deslizamentos e possíveis acidentes. Por isso, investigar o material da área e classificá-lo dentro dos parâmetros de segurança e estabilidade é essencial para o correto andamento da execução e também para garantir a durabilidade do túnel.

E como, por mais que o homem tente, não se pode prever o comportamento da natureza, manifestações patológicas e até mesmo acidentes podem ocorrer, e é necessário que se aprenda com essas ocorrências para evitar que voltem a acontecer no futuro, além de desenvolver métodos de mitigação e tratamento das manifestações e procedimentos padrão em caso de acidentes, diminuindo assim os riscos e evitando paralisações no abastecimento.

A partir das análises realizadas, pode-se concluir que a engenharia vem executando papel relevante em questões sociais urgentes como é a realidade da escassez de água no semiárido nordestino. As técnicas construtivas cada vez mais modernas auxiliadas por pesquisas científicas avançadas, além da adoção de uma abordagem que leva em consideração a pluralidade de aspectos que cercam o projeto: geológicos, sociais, ambientais, históricos, econômicos e diversos outros, além dos construtivos, são essenciais para a adequada execução dessas estruturas tão importantes. As equipes contam com profissionais multidisciplinares que contribuem para identificar muitos desses aspectos.

Pode-se perceber que, dentre esses aspectos, as questões sociais são mais relevantes do que muitos podem imaginar, pois em alguns casos, como mencionado nos túneis da Transposição do Rio São Francisco, a justificativa para o uso dessa estrutura pode se dar pela existência de comunidades que já estão consolidadas no local, sendo necessário então que a água atravessasse a área de forma subterrânea. Outro aspecto importante é a opção pelos túneis para conduzir a água por apresentarem maior vantagem econômica em algumas situações quando comparados aos canais. Portanto, a existência de quilômetros de túneis, além de outras várias estruturas, evidencia os esforços em diversas áreas para contornar as condições naturais tão desfavoráveis dessa região e fazer com que a água chegue até quem precisa.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal do Ceará, que através do projeto Apoio, fortalecimento operacional e estudos de suporte ao monitor de seca do Nordeste, possibilitou a existência desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- [1] BIENIAWSKI, Z.T. (1976). **Rock mass classification in rock engineering**. In *Exploration for rock engineering, Symp.*, (ed. Z.T. Bieniawski), Cape Town, Balkema, p. 97-106.
- [2] BRASIL, Ministério da Integração Nacional, 2016. **Sumário Executivo - Projeto de Integração do Rio São Francisco**. Disponível em: <https://www2.camara.leg.br/atividade-legislativa/comissoes/comissoes-temporarias/externas/55a-legislatura/transposicao-rio-sao-francisco/documentos/outros-documentos/documentos-tcu/SumrioExecutivoAbr2016.pdf>
- [3] BRASIL, Agência Nacional de Águas, 2021. **Sistema de Acompanhamento de Reservatórios: Nordeste e Semiárido**. Disponível em: <https://www.ana.gov.br/sar/nordeste-e-semiarido>
- [4] BRASIL, Ministério do Desenvolvimento Regional, 2011. **Nota de esclarecimento – Projeto São Francisco: túnel Cuncas I**. Disponível em: <https://www.gov.br/mdr/pt-br/noticias/nota-de-esclarecimento-projeto-sao-francisco-tunel-cuncas-i>
- [5] BRASIL, Ministério do Desenvolvimento Regional, 2014. **Maior túnel do Projeto São Francisco apresenta 94,4% de conclusão**. Disponível em: <https://www.gov.br/mdr/pt-br/noticias/maior-tunel-do-projeto-sao-francisco-apresenta-94-4-de-conclusao>
- [6] CAMPOS, José Nilson B. e STUDART, Ticiania Marinho de Carvalho, 2001. **Secas no nordeste do Brasil: origens, causas e soluções [em linha]**. Fortaleza. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/handle/riufc/9326RESUMO>
- [7] CASTRO, César Nunes de, 2011. **Transposição do Rio São Francisco: análise de oportunidades do projeto**. 1 ed., Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 60 p.
- [8] **Companhia de Gestão de Recursos Hídricos (COGERH)**, 2014. Parte IV – Projetos Executivos. Fortaleza, tomo 1, vol. 1.
- [9] **Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos (COGERH)**, 2014. Inspeção visual Trecho IV - Eixão das Águas. Fortaleza.
- [10] CEARÁ, 2021. **Abertura de comporta do CAC libera águas do São Francisco para açude Castanhão**. Disponível em: <https://www.ceara.gov.br/2021/03/01/abertura-de-comporta-do-cac-libera-aguas-do-sao-francisco-para-acude-castanhao/>
- [11] CEARÁ, **Agência de Desenvolvimento do Estado do Ceará, 2014. Eixão das Águas**. Disponível em: <https://www.adece.ce.gov.br/2014/06/11/canal-da-integracao/>
- [12] DIÁRIO DO NORDESTE, (2004). **Inaugurada primeira etapa do Canal**. Disponível em: <https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/metro/inaugurada-primeira-etapa-do-canal-1.676589>
- [13] FERREIRA, Leonardo de Almeida, 2020. **Análise da Instrumentação do Túnel Milagres, obra Integrante da Transposição do Rio São Francisco** Leonardo de Almeida Ferreira **Análise da Instrumentação do Túnel Milagres, obra integrante da Transposição do Rio São [em linha]**. PUC-Rio. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/48468/48468.PDF>
- [14] IBGE, 2002. **Mapa de Cilma do Brasil [em linha]**. 2002. Rio de Janeiro. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/geociencias/informacoes-ambientais/15817-clima.html>
- [15] LABOISSIÈRE, Paula, 2018. **Escavação do Túnel Milagres do Projeto São Francisco é finalizada**. Disponível em: <https://agenciabrasil.ebc.com.br/geral/noticia/2018-07/escavacao-do-tunel-milagres-do-projeto-sao-francisco-e-finalizada>
- [16] LEONARDI, Ivan, 2012. **Grandes obras de engenharia: Túnel Cuncas I**. Disponível em: <https://mundogeo.com/2012/12/15/estacoes-totais-2/>
- [17] MARAGON, Márcio, s.d. **“Noções sobre escavações subterrâneas” em Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**. Disponível em: <https://www.ufjf.br/nugeo/ensino/graduacao/publicacoes-academicas-livre/geotecnia-de-fundacoes-e-obras-de-terra/>

- [18] NARESI, Luis Antônio, 2010. **Execução de bate-choco em taludes e túneis**. Disponível em <https://sites.google.com/site/naresifundacoesgeotecnicas/112-execucao-de-bate-choco?pli=1&authuser=1>
- [19] NIMER, Edmon, 1979. **Um modelo metodológico de classificação de climas**. *Revista Brasileira de Geografia* [em linha]. 1979. vol. 41, no. 4, p. 59–89. Disponível em: <https://revistas.ufpr.br/revistaabclima/article/download/61385/41223>
- [20] SILVA, Pedro Carlos Gama da et al., 2010. **Capítulo 1. Em: Caracterização do Semiárido brasileiro: fatores naturais e humanos** [em linha]. Embrapa. p. 18–48. ISBN 978-85-7405-012-6. Disponível em: <https://www.alice.cnptia.embrapa.br/handle/doc/861906>
- [21] SOHIDRA, 2018. **Cinturão de Águas do Ceará**. Disponível em < <https://www.sohidra.ce.gov.br/wp-content/uploads/sites/40/2011/10/cac-descricao-lucena-17.08.pdf>

RISK ANALYSIS BY MONTE CARLO SIMULATION IN UNDERGROUND ROCK EXCAVATION PROJECTS

F. A. C. Cardozo & C. O. Petter

Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, Brasil

D. P. Cordova

Universidade Federal do Pampa - UNIPAMPA, Caçapava do Sul, Brasil

Abstract: Underground excavations are among the most complex engineering works in existence, as they have many variables involved, from the working environment to the methods and equipment adopted for excavation. Historically, preliminary excavation projects have been developed based on empirical methods and qualitative or semi-quantitative classifications of rock mass. Given insufficient information regarding rock mass properties, due to technical limitations related to soundings and their interpretations, there is—from the conceptual studies and execution of a project - great variability in the decisions to be made. Wrong decisions regarding the excavation rate and method or, support type, and projections of advances can be highly costly to the company, leading to unplanned or unnecessary expenses and/or risks to human lives. Thus, this study shows the use of quantitative Risk Analysis by Monte Carlo Simulations to determine the most likely shoring class to be applied in an underground excavation project. The results of the Monte Carlo Simulation application proved to be satisfactory for stages of conceptual and pre-feasibility projects, as a tool to aid decision-making. The distribution of rock mass classes allowed to estimate a distribution of shoring class and self-support times.

1 INTRODUCTION

The use of underground space has several advantages because of its multiple applications. However, exploration of underground spaces is complex, given the large number of variables involved in the projects and the uncertainties in their estimates (Sturk et al. 1996). Unlike other engineering works, rock excavations naturally have great uncertainty about the quality of rock masses. They can present variations in physical and structural properties, making previous geotechnical characterization extremely important for the development of excavation projects. Thus, consistent rock mass classification has been developed, such as Bieniawski's (1973) RMR classifications; Q-system by Barton, Lien & Lunde (1974), and GSI by Hoek (1994), and consequently, several studies associating physical properties of rock masses and ground support quantification to their classifications (ZHANG, 2016).

Several studies have addressed the subject of risk analysis in underground excavations, especially regarding the uncertainty of the behavior of excavation surrounding and its geotechnical properties; such as the study by Charbel (2016), Momeni *et al.* (2018), Fattahi *et al.* (2019), and Lu *et al.* (2019), who use Monte Carlo Simulation to assess the influence of the variability of input parameters on the output result of a model.

Unpredictable variations in the properties of rock mass can mean great economic losses regarding the execution of excavations, as it causes the need to change the adopted support, delays in development and even collapse of the excavation. According to Vargas *et al.* (2014), both for the development of underground mining and civil excavations, the difficulties in forecasting productivity times of the unitary operations (drilling, blasting, hauling, and support) are highly costly.

This study aims to present the Monte Carlo Simulation Risk Analysis for the analysis of conceptual excavation projects, using empirical models based on geomechanical classifications. The variability of a conceptual project was checked against the occurrence probabilities of input parameters for geomechanical classifications of rock mass. For this purpose, a standard excavation was considered, and the impact of variations on input parameters in the estimation of design parameters.

2 EMPIRICAL MODELING

Rock masses present spatial anisotropy, being constituted by different rocks, of different composition and mechanical properties. They can present different degrees of fracture and quality of fractures, given their environment and geological history. Due to the complexity of working with realistic analytical models, in which all variables are included, historically problems of underground excavations have been solved with empirical models supported by the classification of the rock mass, with a great representativeness of the subdivision of classes for the type of reinforcement (use of mesh, rockbolts, shotcrete, among others) since the diffusion of NATM (RABCEWICZ, 1964). A preliminary classification, usually in possession of data provided by drilling surveys and other methods of sampling and geotechnical characterization, allows the definition of the qualitative class of the rock mass and definition of the types of support needed. As the excavation is carried out, with increased reliability of the information from the underground characterization, the class predicted should be revised and the appropriate support performed (Figure 1). In Figure 1, we have the representation of the challenges faced in the field, where during the excavation the class of the rock mass must be reviewed to indicate the most appropriate type of support to be performed.

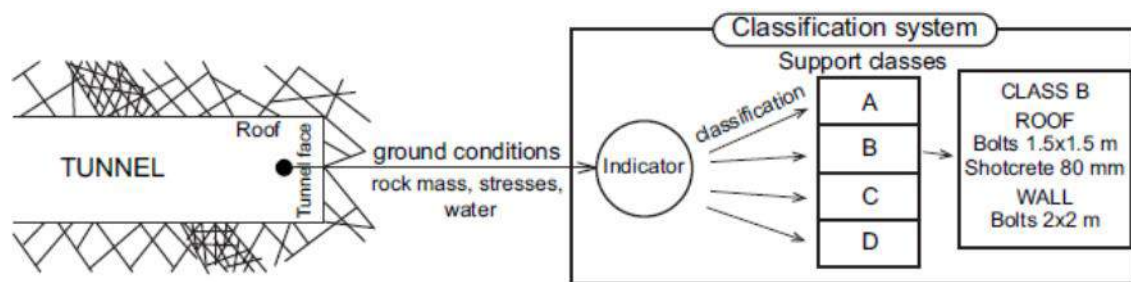


Figure 1 - Support class classification example
 Source: Modified from Stille & Palmström (2003)

The diagram of shoring class by the Q System, proposed by Barton (1989 and 2013), indicates the choice and specification of support types of rock mass according to the classification. Using the smallest excavation dimension (Excavation Span) or excavation height (the highest value among these) and the ESR (Excavation Support Ratio), a factor referring to the reliability and purpose of the excavation (BARTON, LIEN & LUNDE, 1974). It is noted that in addition to the type of support to be executed, presents specifications, such as spacing for rockbolts and shotcrete thickness.

For other rock mass classifications there are empirical, graphic and numerical relationships relating the classification of the rock mass with geotechnical properties and design parameters, such as the works of Bieniawski (1973 and 1976), Unal (1983 and 1992), Palmström (1996 and 2000), Mark (2000), among others. This practice is common in the field of rock mechanics (Osgoui & Unal, 2009).

2.1 ROCK MASS CLASSIFICATIONS

2.1.1 Rock Mass Rating (RMR)

The RMR classification was developed by Bieniawski, between the years 1972 and 1973 (BIENIAWSKI, 1973). However, due to its wide applicability, it is a classification system with several updates and correlations, which incorporated new aspects of evaluation and weighting to the system (BIENIAWSKI, 1989, LOWSON & BIENIAWSKI, 2013, CELADA *et al.*, 2014). This system has its origins in the excavation of South African tunnels and mines, with its main applications in civil and mining excavations. Zingano (2002) points out that the RMR classification has been applied to a wide range of problems in Rock Mechanics, such as excavations, slope stability, rock foundations and mining in general.

The RMR system uses five main parameters to classify the rock mass, which are:

a) Uniaxial Compression Strength (UCS) of the rock.

- b) RQD (Rock Quality Designation) (Deere, 1963).
- c) Spacing between discontinuities.
- d) Quality of discontinuities.
- e) Presence of water in the rock mass.

2.1.2 Q-System

The Q Classification or Q-system (Barton, Lien & Lunde, 1974) proposes a quality index of rock masses called "Q", ranging from 0.001 to 1000, based on six parameters, divided into different levels, combined according to the following expression:

$$Q = (RQD/J_n) * (J_r/J_a) * (J_w/SRF) \quad (1)$$

Where:

J_n = number of joints set.

J_r = number representing joint roughness.

J_a = number representing the joint alteration.

J_w = reduction factor due to joint water.

SRF = reduction factor due to excavation stress.

2.1.3 Relationships between the RMR and Q Classifications

Having been the subject of several studies and debates, it is understood that in general the correlations should be limited to use on a small scale, within the limits of an excavation work or geological environment. However, a designer will have a wide range of correlations, perfectly applicable for preliminary design purposes. Below are some empirical correlations, that is, based on the observations of their authors:

$$RMR = 9 * \ln Q + 44 \quad (2) \text{ Bieniawski (1989)}$$

$$RMR = 15 * \log Q + 50 \quad (3) \text{ Barton (2000)}$$

$$RMR = 5,9 * \ln Q + 43 \quad (4) \text{ Rutledge \& Preston (1978)}$$

$$RMR = 5 * \ln Q + 60,8 \quad (5) \text{ Cameron-Clarke \& Budavari (1981)}$$

$$RMR = 10,5 * \ln Q + 41,8 \quad (6) \text{ Abad et al. (1983)}$$

$$RMR = 5,4 * \ln Q + 55,2 \quad (7) \text{ Moreno (1980)}$$

$$GSI = 9 * \ln Q' + 44 \quad (8) \text{ Bieniawski (1976)}$$

The equation with the highest correlation coefficient is that of Rutledge & Preston (1978), with 0.81. Naturally, we have a tendency for studies focused on the search for the correlation between the RMR and Q systems, due to their greater applicability to surface and underground excavations. However, it is for application to excavations that the correlations were developed and, based on this, we have larger comparative studies between the Q and RMR systems.

3 RISK ANALYSIS FOR EXCAVATION PROJECTS

Risk analysis in underground works is highly recommended; from analysis by qualitative methods, analyzing generic risks to the project, as presented by Sturk, Olsson & Johansson (1996) and Domínguez *et al.* (2019) as well as the use of methods such as risk matrix analysis. However, the applicability of probabilistic methods such as the Monte Carlo, made possible by the computational capacity of processing and availability of robust databases of properties of interest, has been directing risk analyzes towards the probabilistic field. Increasingly non-managerial areas, such as engineering, have been using these tools, evolving analysis of scenarios previously restricted to deterministic methodologies.

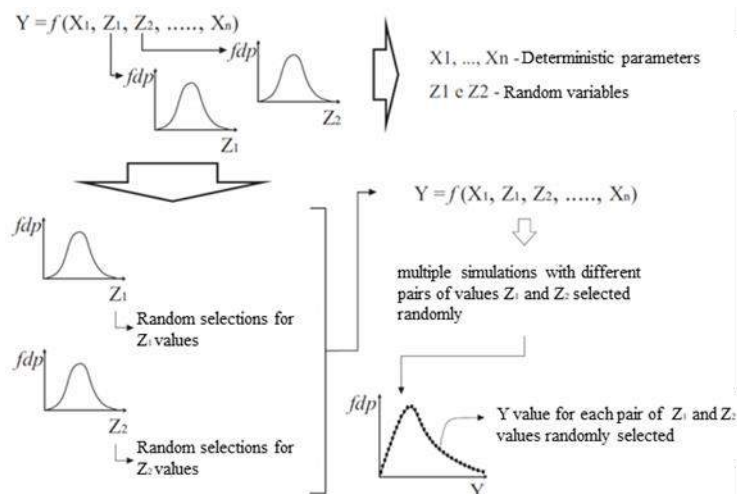


Figure 2 - Systematics of the Monte Carlo Method

Source: Charbel (2016)

In geotechnical engineering and excavations, a trend is identified in the use of probabilistic methods to determine Safety Factors and deformability parameters. In the works of Fattahi, Varmazyari and Babanouri (2019), Lu, Quin & Gutierrez (2019), Panthi (2006), among others, starting from the probabilistic distribution models of the parameters of RQD, J_n , J_r , J_a and J_w , for the simulation of the probability of the occurrence of empirical models of physical properties of rock mass, considering the Q-system and empirical relations associated with it. Other works focus on the analysis of uncertainty of RMR parameters, such as that of Sari, Karpuz and Ayday (2010).

The uncertainty associated with the occurrence of these and other parameters can be remedied by exhaustive field and laboratory tests. Watanabe (2018) and Panthi (2006) present extensive work on statistical modeling of the input indexes in the RMR and Q classifications, respectively. There is a tendency for the Normal, Lognormal and Triangular distributions of the indexes, although it must be considered that they tend to vary according to the geology under study. In his study, Charbel (2016) presents, for the UCS parameter, Lognormal and Normal distributions, varying according to the geological layer evaluated. Table 1 presents the compilation of the forms of distribution found by different authors for the parameters of Q-system and RMR. It is noticeable that the largest number of studies on characterization and statistical analysis falls on the RQD, as highlighted by Zhang (2016), it is an extremely important parameter in the characterization of rock masses and can be related in isolation with other parameters physical features of rock mass (such as modulus of elasticity and relationship between tensile strength of the rock mass and intact rock).

Considering that one can assume probability distributions for the parameters that compose the geomechanical classifications RMR and Q, these can be simulated using the Monte Carlo algorithm. Although the number and quality of information regarding the rock mass increases the extent to which an excavation is carried out, causing the dynamic review of a project and leading to the need for changes in its execution, the possibility of measuring the variability that a project may present is interesting for conceptual elaboration stages. In the case of geological environments, even with large ranges of data available, abrupt changes in the quality of the rock mass cannot be completely ruled out.

For conceptual cases or pre-feasibility studies, where data sources are limited, the quantitative risk analysis helps to measure the scenarios to be found. It is possible to visualize the amount of support elements to be used, execution times and, consequently, the costs of carrying out an excavation. Although this is a distribution of expected values, and such distribution presents reliability proportional to the reliability of the input data, having a wide range of expected values allows a more realistic analysis than that of deterministic projects. Another possibility is the assessment of gain by densifying the available information (surveys and tests) in view of a possible decrease in uncertainty regarding the execution of the work in the cycle times, type and quantities of support element, planned advances, among others.

Table 1 - Types of parameter distribution of Q and RMR systems

INDEX	Distribution	Authors
RQD	Normal	Panthi (2006), Choi and Park (2004), Vatanable (2018)
	Lognormal	Redondo (2003)
UCS	Normal	Charbel (2016)
	Lognormal	Charbel (2016)
Jn	Normal	Panthi (2006)
	Lognormal	Panthi (2006)
	Triangular	Bedi (2013)
Ja	Normal	Panthi (2006)
	Lognormal	Panthi (2006)
	Triangular	Bedi (2013)
Jr	Normal	Panthi (2006)
	Lognormal	Panthi (2006)
	Triangular	Bedi (2013)
Jw	Triangular	Panthi (2006)
SRF	Triangular	Panthi (2006)
Roughness	Normal	Vatanable (2018)
Spacing	Normal	Vatanable (2018)

For conceptual cases or pre-feasibility studies, where data sources are limited, due to the execution of few physical surveys, the quantitative risk analysis helps to measure the scenarios to be found. It is possible to visualize the amount of support elements to be used, execution times and, consequently, the costs of carrying out an excavation, be it a road tunnel or an underground mine access. Although this is a distribution of expected values, and such distribution presents reliability proportional to the reliability of the input data, having a wide range of expected values allows a more realistic analysis than that of deterministic projects. Another possibility is the assessment of gain by densifying the available information (surveys and tests) in view of a possible decrease in uncertainty regarding the execution of the work in the cycle times, type and quantities of support element, planned advances, among others. In the case of underground excavations, whether for mining or civilian purposes, we are dealing with works about millions of dollars to easily billions.

As example of order of excavation costs and its relationship with the quality of the rock mass, Kaliampakos, Benardos & Mavrikos (2016), presents estimates of excavation costs in Greece, according to the quality of the rock and the geometry of the excavation. Considering a compilation of information from tunnels of different sections and extensions.

4 METHODOLOGY

RMR and Q classifications allows the insertion of probability distributions of its input parameters. Once a probabilistic response was generated for the classifications of the rock mass, it is possible to determine the parameters of the project of interest, as in the class of support and/or self-support time graphs without reinforcement. Defining the design geometry, excavation height and width, through support graphs, it is possible to check, depending on the variation of the Q classification of the rock mass, the type of support to be adopted. In the same way, it occurs when defining the time necessary for the execution of the support or if it is intended to excavate prior to the execution of the support.

Figure 3 illustrates the simulation of the classification of the rock mass by the Q-system, which can be converted into a class distribution for the inference of other parameters of interest, such as class of support, costs, among others.

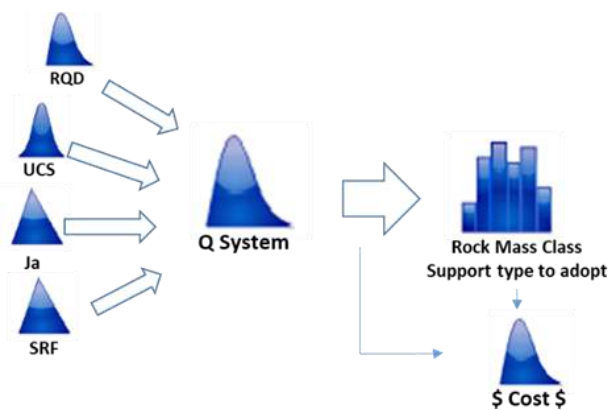


Figure 3 - Simulation applied to the Q-system and rock mass class

Source: authors

To perform the simulation, were considered the statistics of the initial parameters proposed by Lu, Kim & Gutierrez (2019), as shown in the table below (Table 3). Regarding the excavation geometry, an excavation section geometry 10 meters high was fixed; for projected excavation rates of 3, 5 and 10 meters were evaluated. Regarding the ESR, it was set at 1.0 value for civil road-rail use.

Table 3 - Values considered for the simulation

<i>INDEX</i>	<i>Distribution</i>	<i>Minimum</i>	<i>Maximum</i>	<i>Average</i>	<i>Expected value</i>	<i>Standard deviation</i>
<i>RQD</i>	<i>Normal</i>	-	-	<i>76.4</i>	-	<i>26,6</i>
<i>Jn</i>	<i>Triangular</i>	<i>4</i>	<i>15</i>	-	<i>9</i>	-
<i>Jr</i>	<i>Triangular</i>	<i>1</i>	<i>3</i>	-	<i>1,5</i>	-
<i>Ja</i>	<i>Triangular</i>	<i>0,75</i>	<i>10</i>	-	<i>1</i>	-
<i>Jw</i>	<i>Triangular</i>	<i>0,33</i>	<i>1</i>	-	<i>0,8</i>	-
<i>SRF</i>	<i>Triangular</i>	<i>0,5</i>	<i>7,5</i>	-	<i>1</i>	-

It is important to note that the values adopted in the simulation are not valid as general for all rock masses, but adopted from the reference because they are valid for the proposition of the article. Simultaneously with simulation of Q values, simulations of rock mass classes and support classes were generated. To determine the self-support time, RMR values as a function of Q were inferred using equation (2).

5 RESULTS

5.1 Q-SYSTEM AND SUPPORT CLASSES

Figure 4 presents the histogram of simulated Q values, based on the input parameters and their basic statistics. It is observed that simulated values ranged from $2.79 \cdot 10^{-4}$ to 49.96, presenting a distribution behavior of Lognormal type.

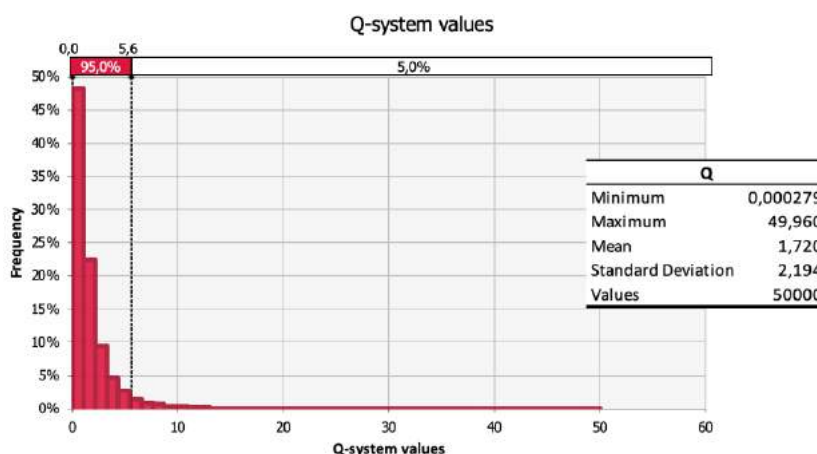


Figure 4 - Histogram of the simulated Q values

Simultaneously with estimates Q values, these were grouped into classes, according to their intervals. Although traditionally they are grouped in classes A to G, from best to worst quality, due to software limitation they were grouped by classes 1 to 7, from best to worst quality, as shown in Figure 5 (A). Figure 5 (B) shows the distribution in support classes, which considers, in addition to the Q interval, the ESR value and the height of the excavation. Observed that there was a higher frequency of framing of the mass with Class 5, corresponding to Class D, depending on the value of Q. However, there were classifications such as Class C and E. Regarding the simulated Support Classes, there is a greater distribution among classes 4 to 7, but more frequently for classes 5 and 6.

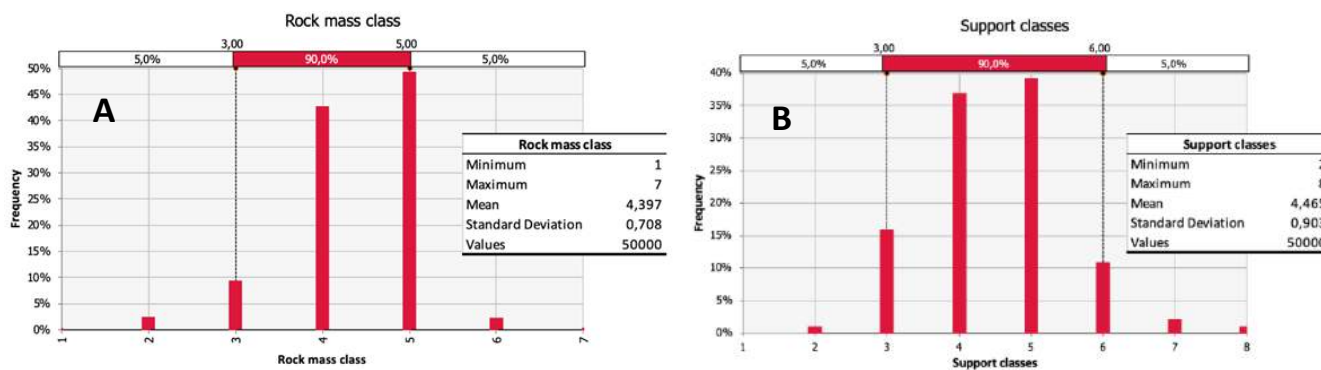


Figure 5 - (A) Simulation of mass classes according to Q values. (B) Simulation of the support classes according to Q values, height and ESR of excavation.

5.2 SELF SUPPORT TIME

Considering the self-support time graph (VILLAESCUSA, 2014) and RMR values inferred from Q (Equation 2), the excavation self-support times, in hours, were simulated for excavation rates of 10, 5 and 3 meters. The automation of the calculation of the self-support times for these advances was performed by adjusting exponential equations, in this case, those with the highest correlation, to the graph of self-support times.

$$t_{10} = 0,0007e^{0,2224RMR} \quad (8)$$

$$t_5 = 0,0013e^{0,2343RMR} \quad (9)$$

$$t_3 = 0,001e^{0,2608RMR} \quad (10)$$

Figures 6 show the simulations of self-support times for excavation rates of 10, 5 and 3 meters, respectively. The simulated values start from time zero (referring to immediate collapse). There is an increase in the occurrence of scenarios with self-support time greater than 5 hours and an increase in averages of the simulations; with the decrease of the excavation span. The simulations indicate that if working with a 3-meter excavation rate, we are less likely to collapse in less than 5 hours, without carrying out support in the excavation. Such simulations are of great value for compatibility with the estimated times of operation cycles, with the time for cleaning the front and execution of support. In this way, it is possible to identify situations of risk of collapse, when it is significant (project definition) the probability that the self-support time is less than the cycle time.

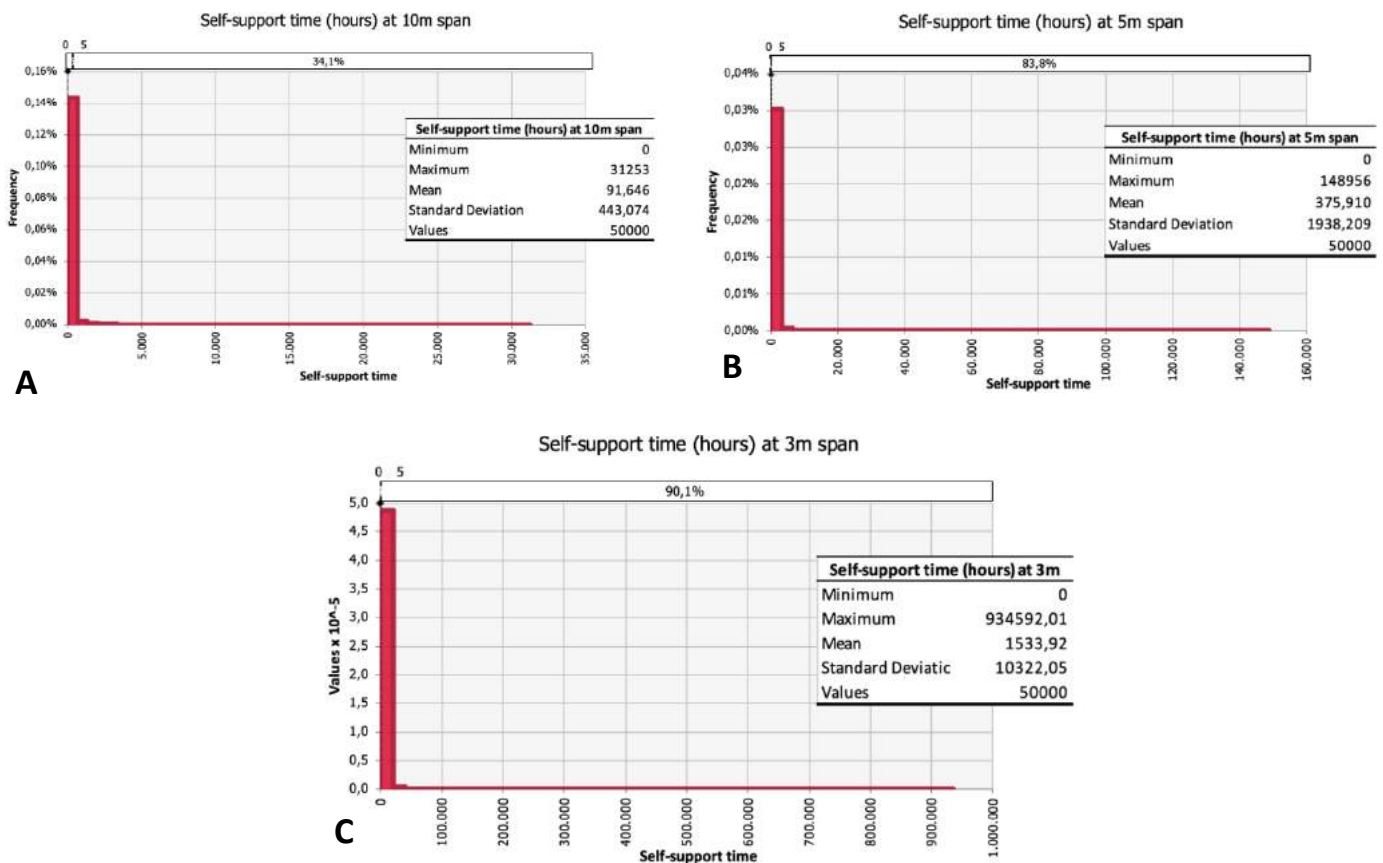


Figure 6 - Simulation for self-support time as a function of the RMR values inferred as a function of Q values (A) considered span of 10 meters, (B) considered as span of 5 meters and (C) considered as span of 3 meters.

6 CONCLUSION

We found that the Risk Analysis methodology can be applied and tends to contribute a lot in the elaboration of conceptual projects of feasibility and pre-feasibility of underground excavations. Considering the nature of these design phases, with their data limitations, the use of design methodologies and empirical checks, as in the example in this article, makes it relatively simple to apply variability to input data, as long as a minimal range of data is known and allows for adjustments of probability distributions. In other words, where surveys and geotechnical characterizations are carried out or where geological-geotechnical context of the study area is known in depth. Considering the range of studies developed aimed at characterization, statistical and probabilistic treatments of rock masses, the quantitative risk analysis in underground excavations is promising.

About the application example, we observed that the methodology was positive for the measurement of mass and support class scenarios. This measurement is practical in the sense of providing an estimate

for scenarios to be found in the real case and their respective associated treatments, minimizing unforeseen expenses and productive delays. About the measurement of costs from simulation, it was seen that this, if developed in relation to geomechanical class intervals (as shown in Table 2), becomes hardly representative, as in the example of this study, where we would have the distribution truncated in two cost values. In this case, we would have costs related to Class A and B, from Table 2. We concluded that the best form of cost simulation would be with the use of equations that have the numerical value of the geomechanical class as input, avoiding a truncated distribution between two or three values.

We can see that in the case of Monte Carlo Simulations, these will have the quality of your input data. This corroborates for a more restricted application to the preliminary design phases, considering that in the details and execution design phases, it is expected that the reliability of drilling data and geological-geotechnical modeling will allow the elaboration of a productive project and above all of a support system compatible with reality to be found in the field (using three-dimensional models and numerical analysis, for example). However, the risk analysis methodology can continue to be used in parallel with the Risk Management project.

REFERENCES

- [1] ABAD, J. et al. **Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design their supports.** In: 5th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics, 1983.
- [2] BARTON, Nicholas; LIEN, Reidar; LUNDE, J. **Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support.** Rock mechanics and rock engineering, v. 6, n. 4, p. 189-236, 1974.
- [3] BARTON, Nicholas. **Using the Q-system: Rock Mass Classification and Support Design.** NGI, Oslo, 2013.
- [4] BEDI, Anmol. **A proposed framework for characterising uncertainty and variability in rock mechanics and rock engineering.** 2014. Tese de Doutorado. Imperial College London.
- [5] BIENIAWSKI, Zdzisław Tadeusz. **Engineering classification of jointed rock masses.** Civil Engineer in South Africa, v. 15, n. 12, 1973.
- [6] BIENIAWSKI, Zdzisław Tadeusz. **Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering.** John Wiley & Sons, 1989.
- [7] BARTON, N. **Rock mass classification for choosing between TBM and drill-and-blast or a hybrid solution.** In: Tunnels and Underground Structures: Proceedings Tunnels & Underground Structures, Singapore 2000. Routledge, 2000. p. 35-50.
- [8] BIENIAWSKI, Z. T. **Rock mass classification in rock engineering applications.** In: Proceedings of a Symposium on Exploration for Rock Engineering, 1976. 1976. p. 97-106.
- [9] CAMERON-CLARKE, I. S.; BUDAVARI, S. **Correlation of rock mass classification parameters obtained from borecore and in-situ observations.** Engineering Geology, v. 17, n. 1-2, p. 19-53, 1981.
- [10] CELADA, B. et al. **Innovating tunnel design by an improved experience-based RMR system.** In: World Tunnel Congress. Proceeding. Foz do Iguaçu, Brazil. 2014
- [11] CHARBEL, Paulo André. **Gerenciamento de risco aplicado à diluição de minério.** (Tese de Doutorado) Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Brasília-DF, 2016.
- [12] CHOI, S. Y.; PARK, H. D. **Variation of rock quality designation (RQD) with scanline orientation and length: a case study in Korea.** International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 41, n. 2, p. 207-221, 2004.
- [13] DEERE, D.U. **Technical description of rock cores for engineering purposes.** In Rock mechanics and engineering geology 1(1): 18. Vienna: Springer. 1963.
- [14] DOMÍNGUEZ, Claudia Rivera et al. **Analysis and evaluation of risks in underground mining using the decision matrix risk-assessment (DMRA) technique, in Guanajuato, Mexico.** Journal of Sustainable Mining, v. 18, n. 1, p. 52-59, 2019.
- [15] FATTAHI, Hadi; VARMAZYARI, Zahra; BABANOURI, Nima. **Feasibility of Monte Carlo simulation for predicting deformation modulus of rock mass.** Tunnelling and Underground Space Technology, v. 89, p. 151-156, 2019.
- [16] HOEK, Evert. **Strength of jointed rock masses.** Geotechnique, v. 33, n. 3, p. 187-223, 1983.
- [17] KALIAMPAKOS, D.; BENARDOS, A.; MAVRIKOS, A. **A review on the economics of underground space utilization.** Tunnelling and Underground Space Technology, v. 55, p. 236-244, 2016.

- [18] OSGOUI, Reza R.; ÜNAL, Erdal. **An empirical method for design of grouted bolts in rock tunnels based on the Geological Strength Index (GSI)**. Engineering geology, v. 107, n. 3-4, p. 154-166, 2009.
- [19] LOWSON, A. R.; BIENIAWSKI, Z. T. **Critical assessment of RMR based tunnel design practices: a practical engineer's approach**. In: Proceedings of the SME, Rapid Excavation and Tunnelling Conference. Washington, DC. p. 180-198. 2013
- [20] LU, Hui; KIM, Eunhye; GUTIERREZ, Marte. **Monte Carlo simulation (MCS)-based uncertainty analysis of rock mass quality Q in underground construction**. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 94, p. 103089, 2019.
- [21] MARK, C. **Design of roof bolt system**. Proc. National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH). 2000.
- [22] MOMENI, Ehsan et al. **Evaluating random set technique for reliability analysis of deep urban excavation using Monte Carlo simulation**. Computers and Geotechnics, v. 100, p. 203-215, 2018.
- [23] MORENO, E. **Aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los túneles de Pajares**. II Curso de sostenimientos activos en galerías y túneles. Fundación Gomez-Pardo, Madrid. Fundación Gomez-Parto, Madrid, 1980.
- [24] PALMSTRÖM, Arild. **Characterizing rock masses by the Rmi for use in practical rock engineering; Part 1: The development of the Rock Mass index (Rmi)**. Tunnelling and underground space technology, v. 11, n. 2, p. 175-188, 1996.
- [25] PALMSTRÖM, Arild. **Recent developments in rock support estimates by the Rmi**. Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, v. 6, n. 1, p. 1-19, 2000.
- [26] PANTHI, Krishna Kanta. **Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions**. Trondheim (Norway): Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Department of Geology and Mineral Resources Engineering, 2006.
- [27] PÉREZ, Herazo; YISETH, Yina. **Simulation and excavation of horizontal developments in Block/Panel Caving Mining**. 2018.
- [28] RABCEWICZ, L. V. **The new Austrian tunnelling method**. Water Power, 1964.
- [29] REDONDO, Fábio. **Classificação probabilística do padrão geomecânico de um maciço rochoso mineralizado com base no índice RQD**. 2003. vii, 80 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas 2003.
- [30] RUTLEDGE, J. C.; PRESTON, R. L. **Experience with engineering classifications of rock**. In: Proc. Int. Tunnelling Symp. Tokyo A. 1978.
- [31] SARI, Mehmet; KARPUZ, Celal; AYDAY, Can. **Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites**. Computers & Geosciences, v. 36, n. 7, p. 959-969, 2010.
- [32] STURK, R.; OLSSON, L.; JOHANSSON, J. **Risk and decision analysis for large underground projects, as applied to the Stockholm ring road tunnels**. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 11, n. 2, p. 157-164, 1996.
- [33] UNAL, E. **Development of design guidelines and roof control standards for coal mines roofs**. Ph.D. Thesis, Pennsylvania State University. 1983.
- [34] VARGAS, Juan P.; KOPPE, Jair C.; PÉREZ, Sebastián. **Monte Carlo simulation as a tool for tunneling planning**. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 40, p. 203-209, 2014.
- [35] VATANABLE, Henri Yudi. **A geoestatística como ferramenta para estimar o rock mass rating em modelos tridimensionais**. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre-RS, 2018.
- [36] VILLAESCUSA, Ernesto. **Geotechnical design for sublevel open stoping**. CRC Press, 2014.
- [37] YOU, Kwangho; PARK, Yeonjun; LEE, Jun S. **Risk analysis for determination of a tunnel support pattern**. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 20, n. 5, p. 479-486, 2005.
- [38] ZINGANO, André Cezar. **Modelamento geomecânico para o dimensionamento de pilares de carvão**. Doutorado em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2002.
- [39] ZHANG, Lianyang. **Determination and applications of rock quality designation (RQD)**. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 8, n. 3, p. 389-397, 2016.

RUPTURA DE TÚNEL COM PEQUENOS DESLOCAMENTOS EM 1989: NOVA ANÁLISE POR *SOFTWARE* DE ELEMENTOS FINITOS 3D

L. E. Sozio

Engenheiro Geotécnico, São Paulo, Brasil

A. A. Ferreira & H. C. Rocha

Companhia do Metropolitano de São Paulo, São Paulo, Brasil

Resumo: O artigo apresenta a reanálise da ruptura do túnel metro-ferroviário escavado por método convencional com 10 m de diâmetro envolvendo cerca de 300 m³ de maciço de solo argiloso rompido, ocorrido em 1989, em São Paulo. Felizmente não houve vítimas ou feridos, no entanto resultou um atraso de 6 meses na conclusão do mesmo. O processo de escavação foi então modificado e permitindo o término da escavação sem imprevistos. Por meio de *software* 3D de Elementos Finitos, não disponível à época, é realizada a simulação do avanço do túnel sendo observada a influência da posição do arco invertido definitivo na estabilidade da frente de escavação. Merece destaque, também, que a retro análise da resistência do solo argiloso duro e fissurado na zona de transição das Formações São Paulo e Resende da Bacia Sedimentar de São Paulo indica parâmetros do maciço substancialmente inferiores aos usualmente inferidos de amostras intactas de laboratório e indicados em manuais de projeto.

1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO TÚNEL

O túnel de 390 m de comprimento pertence, atualmente, à Linha 11 - Coral da Companhia Paulista de Trens Urbanos - CPTM, situado entre as estações Itaquera e José Bonifácio, e está em operação desde o início da década de 1990. Este túnel de via permanente dupla tem cerca de 10 m de diâmetro, com revestimentos primário e secundário em concreto projetado e tela metálica. A escavação atravessou uma região com cobertura de solo acima do teto do túnel variando de 6 m a 23 m, este último ocorrendo perto do local do acidente. Uma visão aérea da área e um perfil longitudinal simplificado, incluindo uma seção transversal de túnel, são mostrados na Figuras 1.



Figura 1 - Foto aérea à esquerda (fonte Google), com linha pontilhada representando o eixo do túnel e seta indicando a área colapso. Perfil simplificado do túnel, à direita.

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

2.1 ARGILAS RIJAS A DURAS SOBREADENSADAS E AREIAS ARGILOSAS

Uma descrição geológica-geotécnica abrangente, incluindo mais detalhes sobre este caso, é apresentada por Rocha (1990). A escavação do túnel foi realizada predominantemente em maciço de argila rija a dura sobreadensada com lentes de areias argilosas da Formação São Paulo, próximo ao contato com a Formação Resende, da Bacia Sedimentar de São Paulo,

Os valores de SPT, na profundidade do túnel são geralmente maiores que 15 golpes por 30 cm, e frequentemente acima de 20 golpes, classificando assim essas argilas como um solo rígido a duro. Em algumas zonas, esta matriz de argila contém areia fina a média. No entanto, o comportamento argiloso é mantido em toda a massa do solo, com índice de plasticidade variando entre 15 e 45, valores mais baixos aplicáveis às argilas arenosas. Inclusões lateríticas estão presentes, o que é típico desses solos tropicais, sugerindo valores de coesão de pico relativamente altos. De fato, as recomendações de bibliografia e de alguns manuais de projeto do parâmetro de resistência existentes àquela época indicavam uma coesão efetiva de no mínimo $c'=50$ kPa, com valores até 90 kPa, e ângulo de atrito efetivo sugerido em torno de $\phi'=25^\circ$. Além disso, é comum encontrar valores de resistência à compressão simples em amostras de laboratório destas argilas superiores a 300 kPa, o que levaria a uma resistência ao cisalhamento não drenado de no mínimo 150 kPa.

3 MÉTODO CONSTRUTIVO

3.1 PROJETO INICIAL

Os documentos originais de projeto indicavam a sequência convencional de escavação em calota com núcleo de frente e rebaixo, revestimento primário composto por cambotas metálicas I 6", concreto projetado com espessura de 25 cm e tela metálica. Os avanços da escavação foram limitados a 80 cm. Além disso, foi definido um arco invertido (*invert*) definitivo de concreto projetado para ser implementado a uma distância não superior a 12 m da frente do túnel. Essa sequência de construção foi adotada nos primeiros 78 m de túnel, sem incidentes, porém resultando em baixa produção, com taxa de avanço sempre inferior a 2 m por dia útil.

3.2 PROJETO MODIFICADO

Para cumprir o cronograma de construção com aumento da produção, a Construtora propôs a execução do túnel com fresadora, o que resultou numa série de modificações na sequência inicial de projeto. A medida mais significativa foi abandonar a exigência de uma distância máxima de 12 m entre a face do túnel e o arco invertido (*invert*), liberando assim, etapas contínuas de escavação de avanço da frente, sem interrupções para a execução do *invert*. Outras modificações foram realizadas, com cambotas segmentadas em duas seções, uma na porção superior e outra subsequente na extensão da parede lateral até o piso provisório, onde o revestimento de concreto projetado primário de 25 cm foi engrossado para 90 cm, formando uma sapata de fundação provisória. Posteriormente, e desvinculado da face, era executado o invert definitivo em concreto projetado. Essas modificações permitiram a introdução da fresadora, o que possibilitou aumento substancial da produção de escavação para até 6 m por dia de trabalho.

4 RUPTURA DO TÚNEL

4.1 RUPTURA

O colapso ocorreu com a frente de escavação a 107 m do emboque, durante a escavação da parede lateral para extensão do revestimento primário e cambota até o piso provisório do túnel. Não houve feridos,

uma vez que a equipe de escavação evacuou rapidamente da frente do túnel, quando as trincas começaram a surgir no arco superior do revestimento de concreto projetado. Logo a seguir ocorreu o deslizamento de cerca de 300 m³ de maciço rompido para o interior do túnel. O arco invertido existente, implementado antes das modificações na sequência de construção, estava localizado cerca de 30 m atrás da face do túnel. A produção do túnel estava na faixa de 4 a 6 m por dia de trabalho, na semana anterior ao acidente.

4.2 INSTRUMENTAÇÃO

Uma discussão detalhada sobre a instrumentação de deslocamentos no maciço e revestimento do túnel é apresentada por Sozio *et al.* (1998), onde é indicado que as leituras disponíveis não apresentavam sinais definitivos de uma falha iminente.

A região superficial ao longo do traçado do túnel, ocupada por edificações residenciais, e o uso do espaço interno do túnel por equipamentos de escavação e auxiliares (duto de ventilação, linhas de energia, ar e água) impuseram uma restrição à distribuição de seções externas e internas de monitoramento. Consequentemente, a referência topográfica mais próxima fixada ao teto do túnel foi instalada 17 m atrás do local do colapso; suas leituras são mostradas na Figura 2, sem indicação de uma tendência acelerada entre 13 m e 17 m atrás da face do túnel. Notar que a última leitura no gráfico foi realizada após o colapso. Deve-se considerar, no entanto, que essa referência estava localizada em uma posição intermediária, entre o trecho do túnel onde o arco invertido havia sido construído, e a zona colapsada. Portanto, essas leituras, bem como as de instrumentos externos adjacentes, foram possivelmente mascaradas pelo efeito estabilizador de um trecho de túnel próximo onde o fechamento total do anel havia sido efetuado. Tendência semelhante também foi observada em uma das análises numéricas, como mostra a Figura 2.

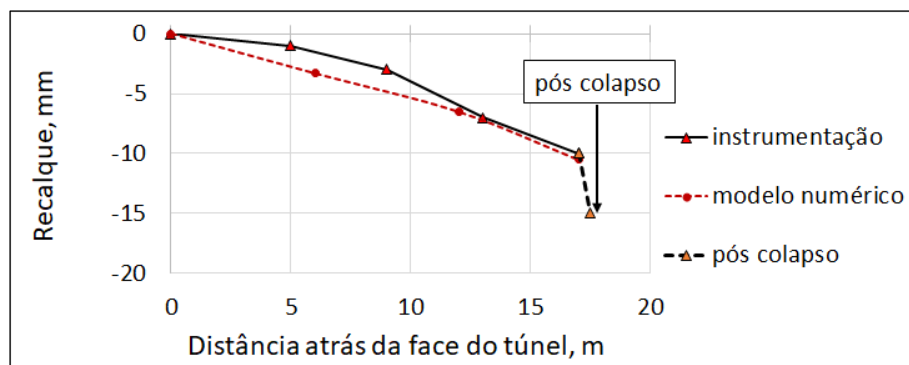


Figura 2 - Leituras de deslocamento vertical do teto a cerca de 17 m atrás da face do túnel colapsada, e simulação numérica.

4.3 MEDIDAS DE RECUPERAÇÃO

A cavidade ("capela") deixada pela ruptura não progrediu até o nível da superfície e uma operação de enchimento de terra foi rapidamente executada junto à frente do túnel, bem como foram executados furos a partir da superfície para injeção de argamassa sob baixa pressão para preenchimento do vazio desta "capela" no interior do maciço.

Após várias semanas, foi adotado um plano de recuperação do maciço com injeção de calda de cimento por meio de válvulas "manchetes", dispostas em tubos formando um sistema tipo "guarda-chuva" em torno da região de maciço rompido. Um arco invertido (*invert*) temporário foi especificado para sequência de escavação, com o limite original de 12 m de distância da face do túnel sendo restabelecido. Essa metodologia diminuiu significativamente a produção de escavação, no entanto, garantiu uma construção segura até a conclusão do túnel.

5 ANÁLISE NUMÉRICA 3D – SIMULAÇÃO DA RUPTURA

5.1 CARACTERÍSTICAS DO MÉTODO NUMÉRICO

O *software* de Elementos Finitos *Plaxis 3D* (2014) foi empregado para analisar a sequência de construção do túnel, focando em dois objetivos principais:

- Avaliação dos parâmetros de resistência do maciço que levaram a ruptura.
- Investigação da estabilidade do túnel com a sequência de escavação do projeto inicial.

Uma visão geral da geometria do contorno do modelo numérico é mostrada na Figura 3, um plano de simetria vertical sendo adotado ao longo do eixo do túnel.

Uma malha única foi gerada para ambos os modelos para eliminar qualquer eventual influência da malha nos resultados. Além disso, um refinamento de malha fina foi selecionado para melhorar a precisão, resultando numa malha de cerca de 71 mil elementos tetraédricos de 10 nós.

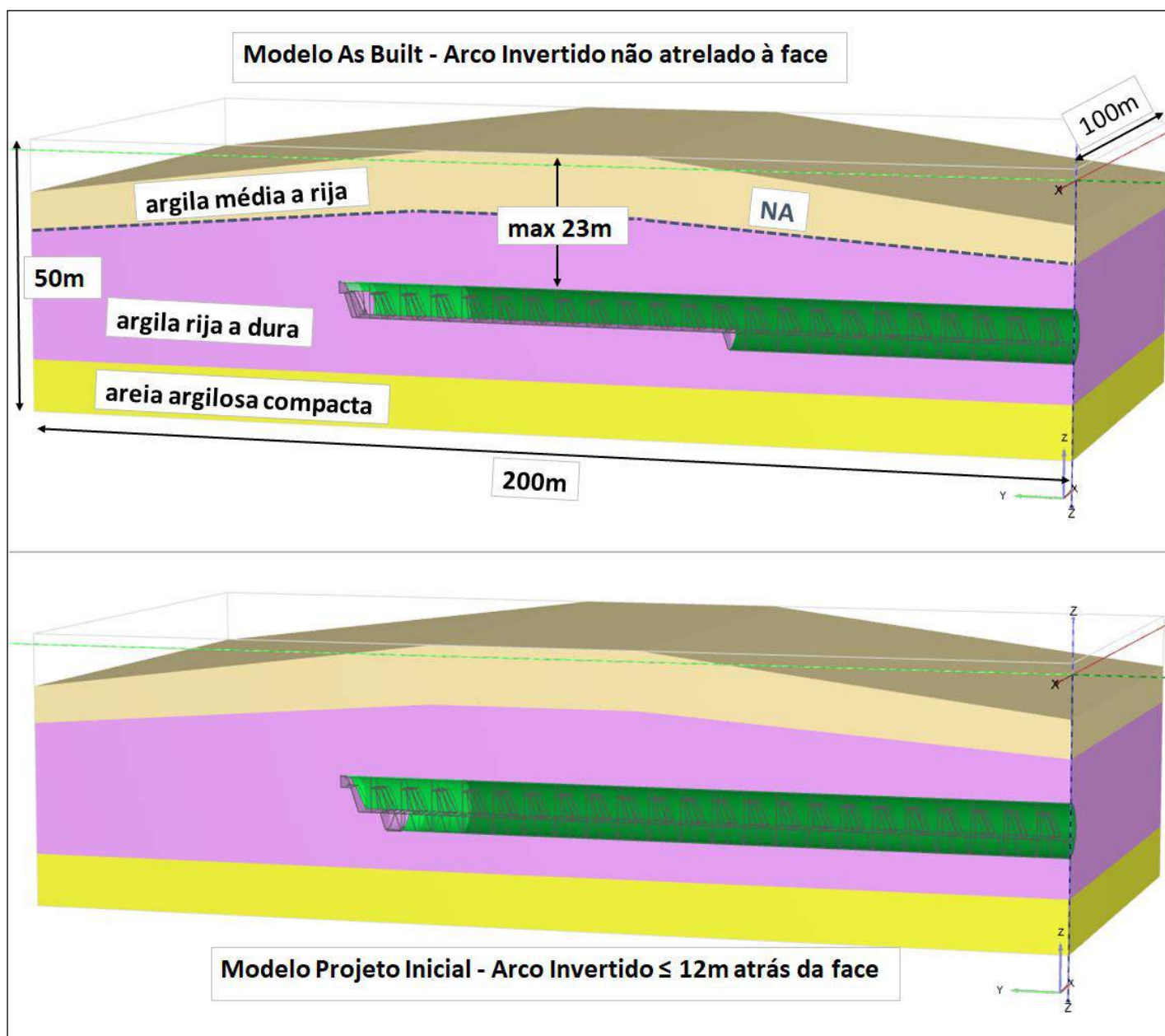


Figura 3 - Arranjo dos blocos do modelo numérico 3D

As simulações numéricas foram realizadas com os sucessivos avanços de escavação, desde o emboque até o local do acidente e além, e repetidas com a sequência de escavação do projeto inicial.

5.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

Os parâmetros do material baseados no modelo linear *Mohr Coulomb* são detalhados na Tabela 1. A variação paramétrica se concentrou na resistência ao cisalhamento não drenada ou na coesão efetiva, que geralmente apresentam uma incerteza muito maior do que o ângulo de atrito efetivo. O concreto projetado com 25 cm de espessura foi simulado como um parâmetro de *Mohr Coulomb* e, devido à sua idade diferente em relação à sequência e velocidade de construção, quatro resistências à compressão simples foram selecionadas para serem incluídas nos cálculos, variando desde 3 MPa até 24 MPa.

Com relação à condição de drenagem da argila rija a dura, permanece incerto se uma hipótese totalmente drenada ou não drenada poderia ser estabelecida. O coeficiente de adensamento é estimado em cerca de 10^{-4} m²/seg. No entanto, esta estimativa é afetada por significativas incertezas em relação aos valores da permeabilidade e rigidez do maciço. Em função destas incertezas, o processo de retro análise foi realizado para as condições extremas de 100% drenado e não drenado.

Tabela 1 - Parâmetros do material (* variável nas análises paramétricas - ver item 8.4)

Material	Peso Específico kN/m ³	Coesão efetiva, ou não drenada KPa	Ângulo de Atrito °	Módulo de Deformabilidade MPa	Permeabilidade relativa
Argila Média a Rija	18	c'=15 kPa	25.0	40 MPa	10
Argila Rija a Dura	20	c', Su =*	25.0	100 MPa	10
Areia Argilosa	20	c'=0	35.0	150 MPa	30
Concreto projetado a diferentes idades 3/6/12/24 MPa	24	c'=0.6/1.2/ 2.4/4.8 MPa	46.5	2.5/5.0/10/20 GPa	1

O coeficiente inicial entre tensões horizontais e verticais foi definido como $k_0' = 0,90$. Uma variação de $k_0' = 0,35$ para $k_0' = 1,50$ foi permitida em um dos casos deste estudo, resultando em uma diferença de menos de 3% entre a coesão efetiva máxima e mínima retro analisada. Assim, embora este parâmetro possa influenciar deslocamentos e recalques ao nível da superfície, não afeta sensivelmente o mecanismo de ruptura e os resultados de estabilidade, que foram o foco desta investigação.

Além das análises voltadas para investigar os parâmetros de ruptura, alguns processamentos adicionais do modelo numérico foram realizados para auxiliar na interpretação do monitoramento dos deslocamentos, conforme discutido na seção 4.2 (Instrumentação). Algumas das simulações também foram realizadas utilizando um modelo constitutivo não linear (ao invés do modelo elástico linear – plástico *Mohr Coulomb*), visando tentar um melhor ajuste da distribuição dos deslocamentos.

5.3 ABORDAGEM NUMÉRICA NA RUPTURA

As análises numéricas paramétricas foram realizadas variando a coesão drenada da argila rija a dura ou sua resistência ao cisalhamento não drenada em etapas de 1 kPa, de um valor inicial que garantiu a estabilidade, com reduções sucessivas a um limite inferior onde o equilíbrio não poderia mais ser alcançado. Deve ser mencionado que este software permite uma abordagem numérica robusta para investigação de ruptura, devido ao seu algoritmo de controle denominado "*arc length control*".

6 ARRANJOS DA SEQUÊNCIA DE CONSTRUÇÃO

6.1 MODELO DE SIMULAÇÃO CONFORME CONSTRUÍDO

O arranjo do modelo numérico inclui um trecho inicial de cerca de 70 m seguindo o procedimento do projeto inicial, de escavação de calota e rebaixo, onde o arco invertido (*invert*) foi mantido a uma distância não superior a 12 m da frente de escavação. Após este trecho, o método de construção é alterado para simular as modificações de escavação, especialmente avanços independentes da calota com uma condição de arco invertido estacionário, deixado progressivamente para trás. Além disso, a berma de "núcleo" convencional na frente de escavação foi substituída por uma berma de largura total, para melhor acomodar a geometria operacional. Isso resultou em uma subdivisão da frente de escavação em uma calota junto ao teto do túnel, seguida por uma escavação complementar da parede lateral até o piso provisório do arco superior.

As vistas do modelo em perspectiva da sequência modificada são mostradas na Figura 4 à esquerda, conforme implementado no modelo numérico. A resistência do concreto varia de 3,0 a 24,0 MPa conforme os tons de verde evoluem para tons mais escuros.

O aumento substancial na velocidade de produção teve seu efeito prejudicial na resistência do concreto projetado, que era provavelmente tão jovem quanto duas a três horas na faixa próxima da frente de escavação; o modelo foi implementado para simular essa condição.

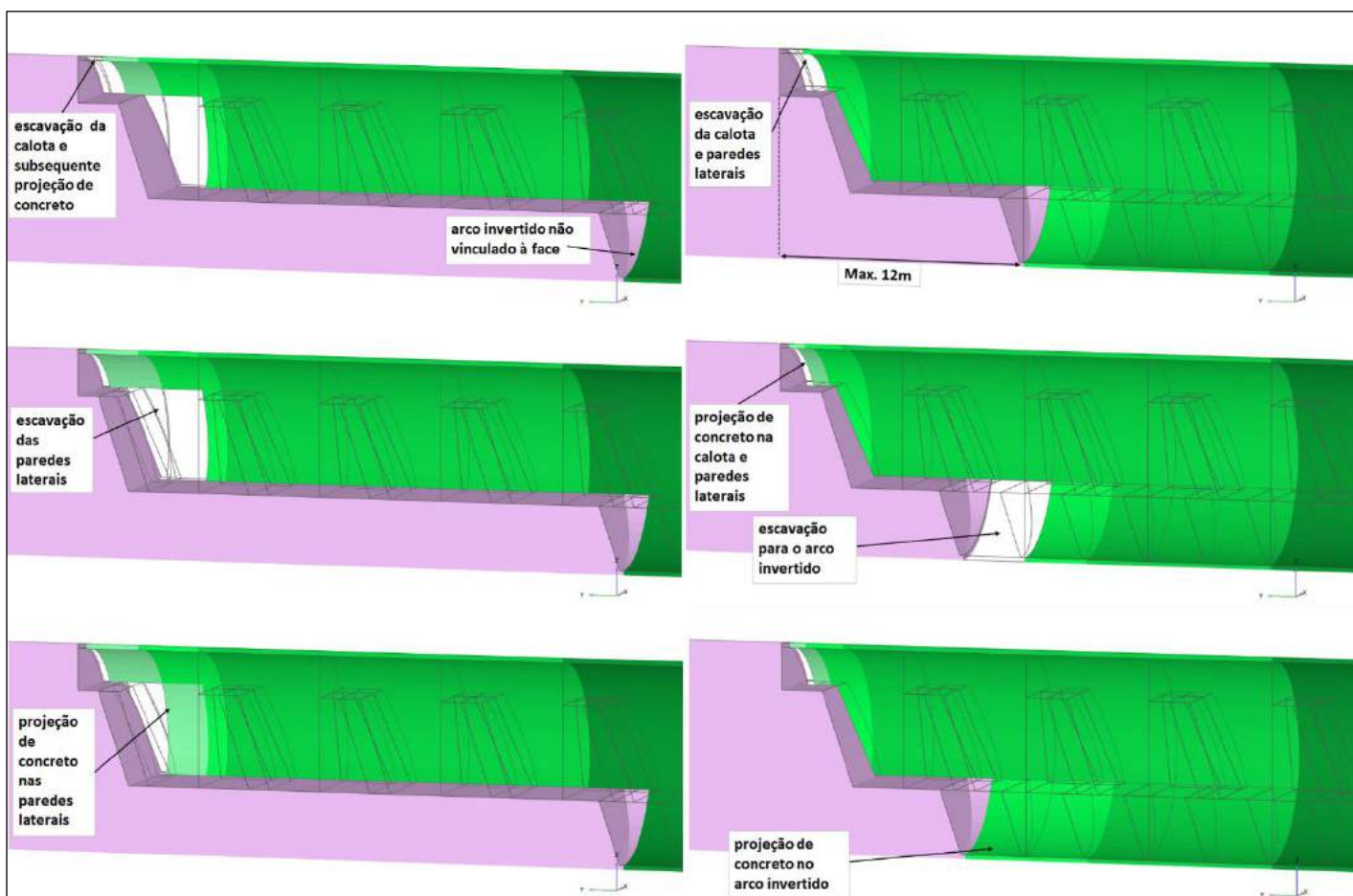


Figura 4 - Principais etapas que caracterizam as sequências de construção, "As Built" à esquerda e "Projeto Inicial" à direita.

6.2 MODELO DE SIMULAÇÃO DO PROJETO ORIGINAL HIPOTÉTICO

Neste arranjo do modelo numérico, o procedimento inicial de escavação de calota e rebaixo foi mantido em toda a extensão, até cerca de 50 m além do local da ruptura, sempre mantendo o arco invertido a uma distância máxima de 12 m, conforme estabelecido no projeto original.

Uma visão geral dos módulos de escavação pode ser vista no arranjo da Figura 4 à direita, onde tons de verde claro a mais escuro representam resistências de concreto de 3,0 a 24,0 MPa.

7 ESQUEMAS DE CÁLCULO NUMÉRICO

7.1 ANÁLISES DRENADAS

As análises drenadas são realizadas em termos de tensões efetivas, exigindo, assim, o estabelecimento da rede de fluxo de água subterrânea. Um exemplo típico da distribuição da pressão neutra de percolação em torno do túnel é ilustrado na Figura 5.

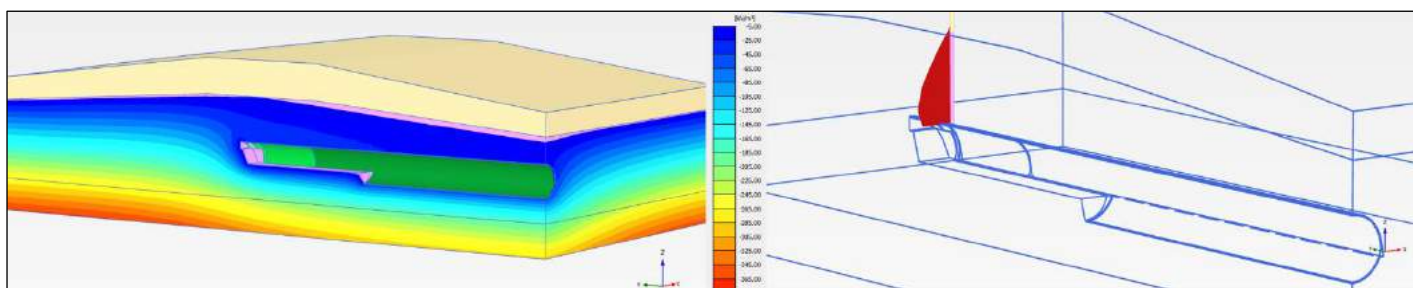


Figura 5 - Distribuição da pressão neutra de percolação, contornos isométricos à esquerda, perfil vertical sobre a calota do túnel à direita.

Os cálculos de percolação foram baseados na hipótese de que a recarga da água subterrânea a partir da precipitação é suficiente para manter um nível constante do lençol freático ao longo do processo de escavação. Além disso, para o estabelecimento da rede de fluxo de água subterrânea, as permeabilidades absolutas não são necessárias, mas sim a razão de permeabilidade relativa entre todos os materiais, conforme indicado na Tabela 1.

7.2 ANÁLISES NÃO DRENADAS

Para essas análises, a argila rija a dura é considerada um material “tipo B não drenado” no software Plaxis, onde a resistência ao cisalhamento não drenado é um parâmetro de entrada e é constante, independentemente da pressão neutra.

8 PRINCIPAIS RESULTADOS DE CÁLCULO

8.1 PERFIS DE DESLOCAMENTO - MECANISMO DE RUPTURA

A Figura 6 exemplifica um perfil de deslocamento incremental na ruptura, simulação “*as built*”, indicando a provável geometria de ruptura nesse local e tendo alguma semelhança com o perfil de ruptura real estimado.

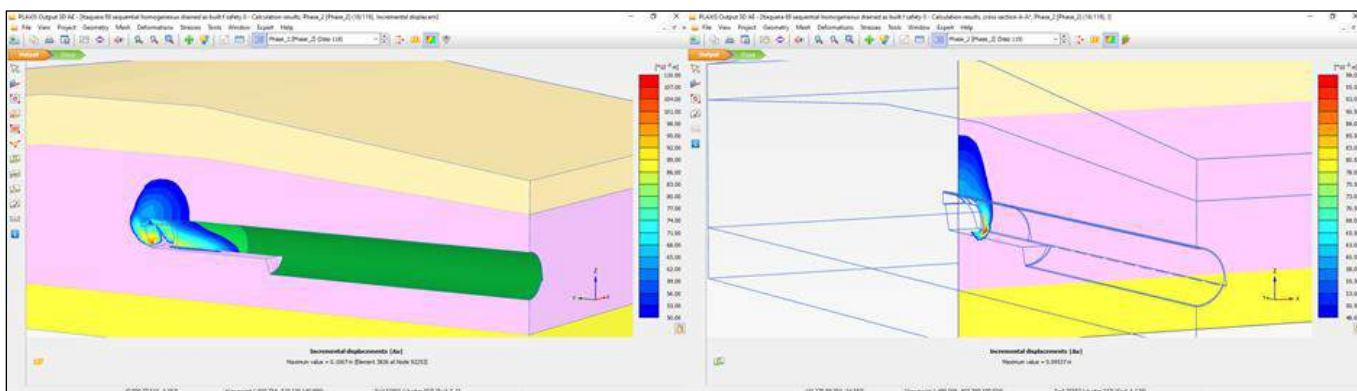


Figura 6 - Diagrama iso colorido de deslocamentos incrementais, próximo às condições de ruptura

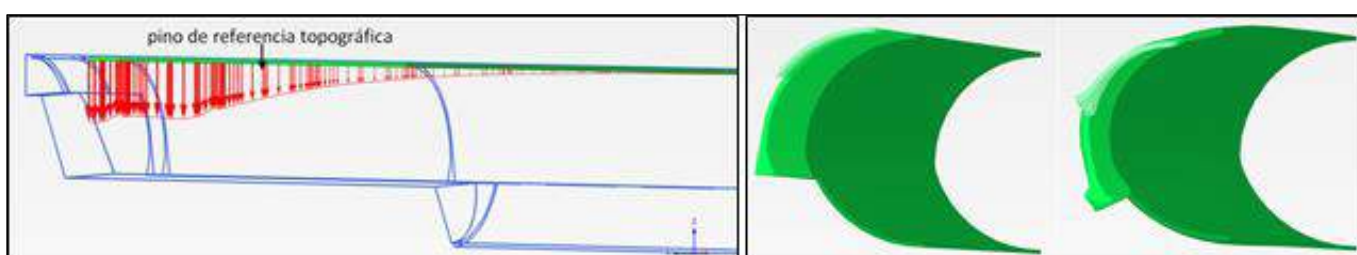


Figura 7 - Esquerda: Perfil calculados de deslocamentos no teto; Direita: Vista frontal do revestimento de concreto projetado, não deformado e deformado (ampliada 20X), para arranjo “as built”, na ruptura.

O perfil de deslocamentos do teto, e uma vista em perspectiva do revestimento junto à face são mostrados na Figura 7, indicando grandes deformações no trecho frontal sem arco invertido, denotando ruptura de fundação para este arco superior, mesmo com a sapata de 90 cm de largura em sua base.

Em contraste com isso, deformações muito menores mal são notadas no comprimento atrás do fechamento do *invert*. Isso é consistente com as observações pós-ruptura de extensas fissuras de concreto na porção frontal, enquanto o trecho com arco invertido permaneceu inalterado.

Deve-se notar que o pino topográfico mencionado na Figura 2 não se situava suficientemente afastado do comprimento do túnel onde o arco foi totalmente fechado, conforme representado a partir do perfil de deslocamento da calota mostrado na Figura 7. Esta condição pode ter amortecido os avisos de monitoramento da ruptura subsequente, conforme discutido na seção 4.2 (Instrumentação).

8.2 SIMULAÇÃO DOS PARÂMETROS DA ARGILA RIJA A DURA

Os cálculos foram realizados em etapas decrescentes de resistência ao cisalhamento coesiva de 1,0 kPa, partindo de uma configuração estável e prosseguindo até que o equilíbrio não pudesse mais ser mantido.

Os parâmetros resultantes no limite estável/colapso são indicados na Tabela 2, nas posições mais próximas do local real da ruptura, com o arco invertido localizado cerca de 30 m da frente de escavação.

Ambas as análises drenadas e não drenadas indicaram uma vantagem de segurança modesta, mas decisiva para o projeto original da calota e rebaixo, onde o arco invertido é mantido a 12 m da frente de escavação. Esses resultados sugerem que a ruptura provavelmente seria evitada se a sequência de construção do projeto original fosse mantida. De fato, após o acidente, a escavação voltou a obedecer ao requisito de arco invertido previamente estabelecido, o que possibilitou a conclusão segura do trabalho.

O efeito deletério adicional causado pela sequência de construção modificada em relação à idade muito jovem do concreto perto da frente de escavação também deve ser reconhecido. Isso foi ainda agravado pela escavação e projeção de um arco superior de concreto projetado, subsequentemente descalçado para implementar as paredes laterais do túnel, notando que o colapso ocorreu imediatamente após esta etapa de construção.

Tabela 2 - Valores da retroanálise das resistências limite da argila rija a dura

Modelo	Coesão Efetiva, kPa	Su, kPa
"As Built"	$c'=30$	Su=88
Projeto Inicial	$c'=24$	Su=71
Razão de resistência no limite da ruptura, "As Built" / Projeto Inicial	$(30/24) = 1.25$	$(88/71) = 1.24$

8.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADO RELACIONADA À DISTÂNCIA DO ARCO INVERTIDO

O conjunto geral de análises também indica que o aumento das distâncias entre a frente de escavação e o arco invertido requer parâmetros de resistência ao cisalhamento progressivamente mais elevados para manter o equilíbrio. Conforme exemplificado na Figura 8, para análises não drenadas, a resistência ao cisalhamento não drenado precisa ser aumentada gradualmente de 71 kPa (arco invertido 12 m atrás da face, simulação de projeto original), para 106 kPa, (arco invertido 72 m atrás da face).

Uma solução bidimensional (2D) exigiria uma resistência ao cisalhamento de 108 kPa, com uma ruptura de fundação associada, conforme mostrado no lado direito da Figura 8. Portanto, a sequência "As Built" exigiria resistências ao cisalhamento não drenadas cada vez mais altas para ser estável, à medida dos avanços sucessivos sem arco invertido.

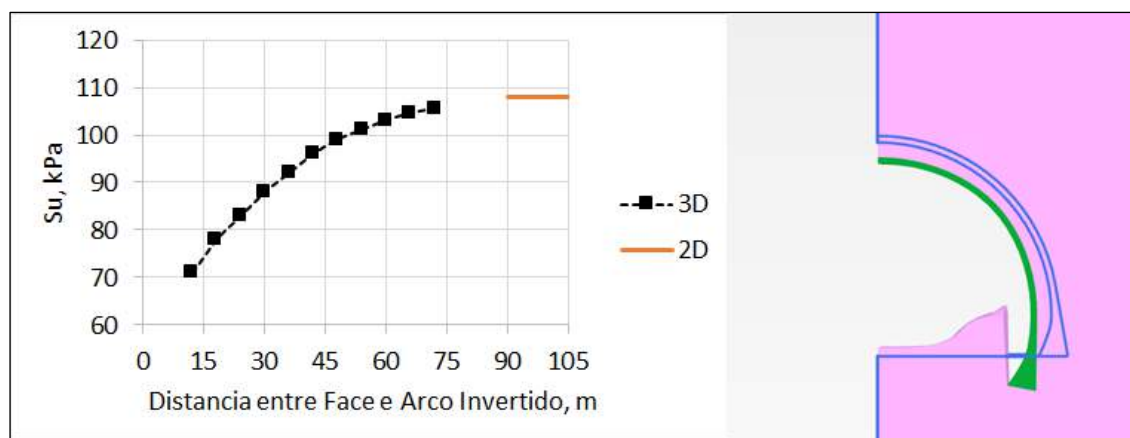


Figura 8 - Resistência ao cisalhamento não drenado necessária para o equilíbrio, relacionada à distância do arco invertido atrás da face de escavação; a linha vermelha representa o mecanismo 2D, mostrado à direita (o contorno azul é o arco não deformado).

Por outro lado, o projeto original permaneceu estável durante a mesma simulação do trecho completo de escavação, exigindo uma resistência ao cisalhamento não drenado de apenas 71 kPa. A segurança relativa na resistência ao cisalhamento não drenada entre esses dois esquemas de construção seria, ao longo da extensão total, de 1.52 (108/71).

8.4 ARGILAS FISSURADAS: UMA NOTA SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO MACIÇO EM COMPARAÇÃO COM VALORES OBTIDOS DE AMOSTRA DE PEQUENAS DIMENSÕES

É importante ressaltar que, para o projeto original, os parâmetros de argila rija a dura foram assumidos como sendo $c' = 50 \text{ kPa}$ e $\phi' = 25^\circ$, e o valor não drenado de $Su \geq 150 \text{ kPa}$, tomado como valores de projeto (característicos), e à época considerados conservadores em relação aos parâmetros médios. Essa

suposição foi baseada em recomendações publicadas para esses solos pré adensados e derivada de alguns ensaios de laboratório existentes, que usualmente eram levados a grandes deformações residuais, pós-pico.

Uma comparação com os valores retro analisados leva à conclusão de que os parâmetros de projeto eram substancialmente inseguros por uma razão de pelo menos $30/50 \rightarrow 60\%$ para coesão efetiva, e $88/150 \rightarrow 59\%$ para resistência ao cisalhamento não drenado, (relação entre valores retro analisados e parâmetros de projeto; esta proporção deve ser ainda mais baixa para parâmetros médios ao invés de valores de característicos). Portanto, mesmo na hipótese de que fosse factível uma análise 3D de elementos finitos naquela época, esta teria levado à conclusão errônea de que o modelo "As Built" teria sido estável.

Os resultados acima mencionados chamam a atenção para um fato comumente desconsiderado de que a resistência ao cisalhamento da massa do solo é provavelmente significativamente menor do que a de uma amostra de solo de pequeno tamanho, particularmente para argilas fissuradas sobre consolidadas. Esse aspecto é apontado por Negro *et al.* (1996), que cita uma razão tão baixa quanto 13% na razão entre resistências à compressão não confinada de amostras de blocos grandes e pequenos, em uma formação geológica semelhante a deste caso.

9 CONCLUSÕES - LIÇÕES APRENDIDAS

9.1 RELAÇÃO ENTRE ARCO INVERTIDO (*INVERT*) E FRENTE DE ESCAVAÇÃO

A previsão de um arco invertido a uma distância da frente de escavação não excedendo cerca de um diâmetro de túnel (12 m neste caso), provou ser uma solução substancialmente mais segura do que uma escavação de calota independente onde o arco invertido fica desvinculado da frente.

Uma consequência da conclusão acima é que uma escavação convencional segura resulta em baixos valores de produção, uma vez que o arco invertido interfere negativamente no ciclo de avanço. Atualmente, se altas taxas de produção são obrigatórias, então uma seleção de uma máquina "TBM" (por exemplo, um TBM de Pressão Balanceada) é recomendada, caso a extensão do túnel assim justifique, em vez de colocar em risco a estabilidade por meio de uma aceleração substancial de uma escavação convencional.

9.2 PARÂMETROS DE MACIÇO DE ARGILA FISSURADA

Destaca-se o fato de que a resistência ao cisalhamento do maciço de solo pode ser substancialmente menor do que a interpretada a partir de amostras individuais de laboratório intactas ou mesmo de ensaios in situ de pequeno volume. Isso parece ser particularmente verdadeiro para argilas rígidas a duras, fissuradas. Conforme observado por Negro *et al.* (1996), "[...] a dureza do material, experimentada durante a escavação, muitas vezes leva a uma falsa sensação de segurança".

REFERÊNCIAS

- [1] ROCHA, H. C. (1990) "Dois Casos de Ruptura em Túneis Urbanos Escavados pelo NATM". Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, Brasil.
- [2] NEGRO, A., SOZIO, L. E., FERREIRA, A. A. (1996) "Tunnelling in Sao Paulo, Brazil". Proceedings of Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Mair & Taylor (editors), Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- [3] SOZIO, L. E., FERREIRA, A. A., NEGRO, A. (1998) "Lições da Ruptura de um Túnel sob Pequenos Deslocamentos" (in Portuguese). Cobramseg 1998, Brasilia, Brasil.
- [4] PLAXIS 3D ANNIVERSARY EDITION (2014) Finite Element Software, Delft, The Netherlands.

SISTEMA GLOBAL DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM TÚNEIS

A. L. G. Scabbia & A. F. Berto

Instituto de pesquisas tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT - São Paulo, Brasil

Resumo: Nos últimos 40 anos muitos acidentes ocorreram no interior dos túneis. O presente trabalho analisou alguns relatos, principalmente os que indicavam as causas e efeitos (mortes e feridos) desses sinistros. Posteriormente, se avaliou os eventos envolvendo situações de incêndio, buscando identificar as propostas de melhoria, realizadas de modo a viabilizar a retomada da operação comercial. Verificou-se que estas medidas de correção poderiam ser segregadas em oito grupos de controle, denominado neste trabalho como elementos de verificação, são eles: (i) condutores e usuários; (ii) cargas transportadas; (iii) elementos estruturais e civis; (iv) operação do túnel, centralizada em Centro de Controle Operacional – CCO; (v) sistemas de segurança contra incêndio; (vi) sistemas mecânicos e eletroeletrônicos e suas infraestruturas; (vii) sistemas de informação aos usuários; (viii) serviços de manutenção e atualização periódica. Essas foram analisadas considerando uma abordagem integrada da segurança contra incêndio. Como resultado, propõe-se um sistema global de segurança contra incêndio para túneis que associa todos os elementos de verificação.

1 INTRODUÇÃO

A construção de um túnel é uma solução para um problema específico, normalmente adotada como última alternativa, visando a transposição de um obstáculo representado por um rio ou canal marítimo, uma montanha ou outra ocorrência que se opõe à rota de transporte.

Apesar de tecnicamente serem, de modo geral, mais complexos e financeiramente mais dispendiosos, os túneis oferecerem as seguintes vantagens:

- definem menor intervenção no local, como foi o caso dos túneis da Rodovia dos Imigrantes, cujo impacto ocorre apenas na região dos emboques;
- permitem a transposição de cidades densamente povoadas sem interferência com o tráfego local, como é o caso do túnel de Costanera Norte, na cidade de Santiago, no Chile;
- encurtam distâncias, interligando regiões, como o exemplo do Eurotúnel.

Estudos internacionais, exemplificados por Ntzeremes e Kirytopoulos (2019), indicam a tendência de ampliação das malhas viárias na Europa por meio da implantação de novos túneis (Figura 1).

Essa tendência demonstra que os estudos relacionados a túneis, abordando as fases de projeto, implantação, operação ou manutenção, são cada vez mais necessários e devem envolver questões atuais, considerando a experiência acumulada com a operação dos túneis. Tais estudos, entre outras questões, buscam a atualização de procedimentos operacionais e a adequação técnica aplicada aos materiais empregados, aos sistemas eletroeletrônicos e ao treinamento de equipes.

Portanto, em contrapartida às vantagens aqui relatadas, os túneis geram riscos que podem ser associados a cada etapa de sua vida útil, ou seja, da escavação à operação comercial (Figura 2).

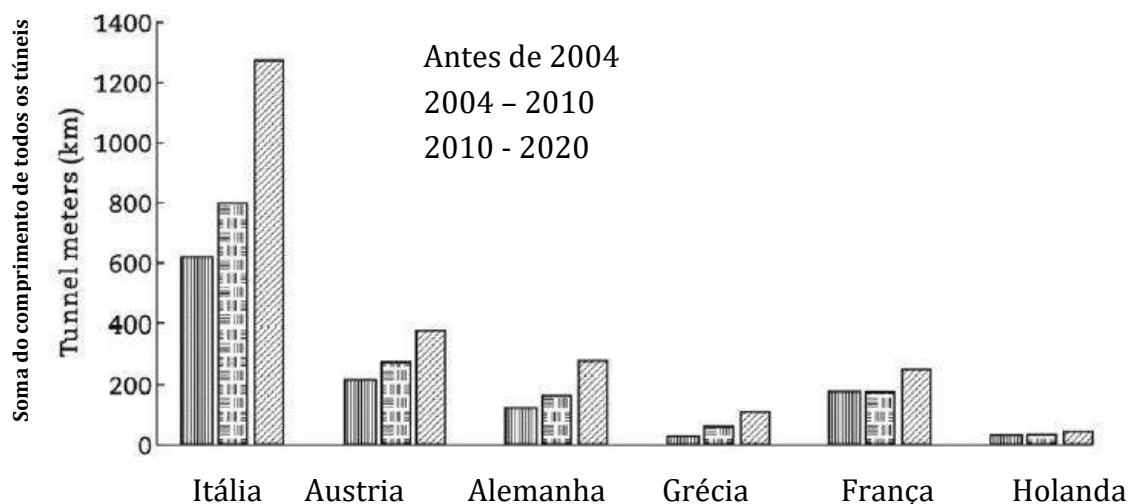


Figura 1 - Ampliação do sistema viário, por túneis, na Europa. Fonte: Ntzeremes e Kirytopoulos (2019).

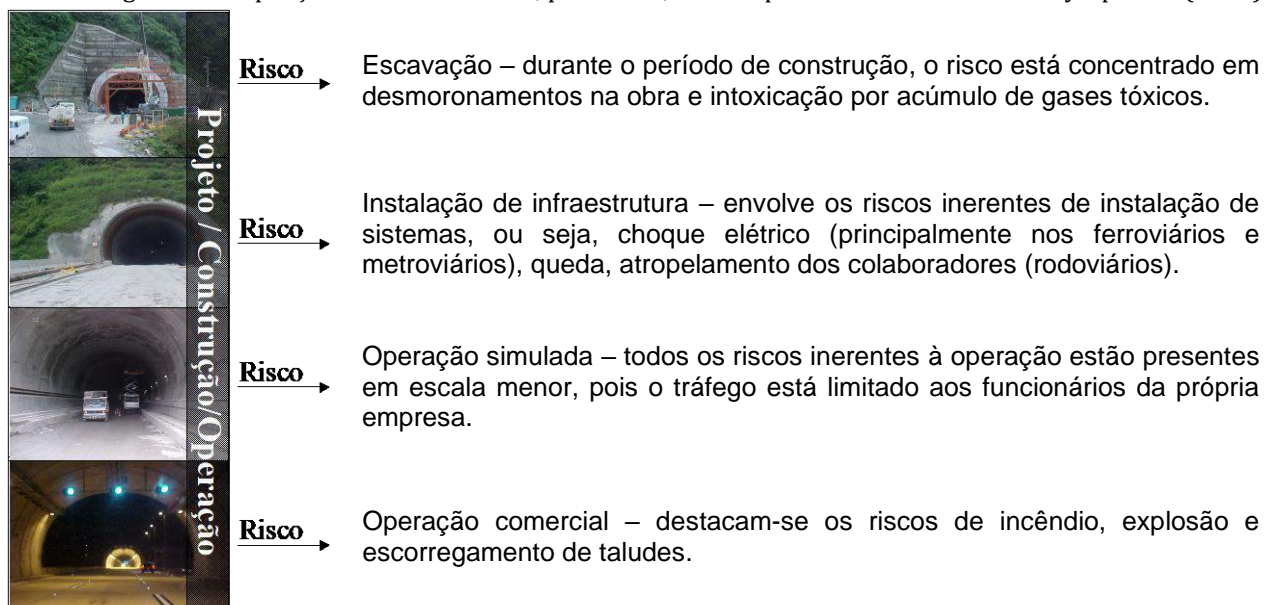


Figura 2 - Distribuição dos principais riscos, por fase da obra/operação. Fonte: Scabbia (2007).

Destaca-se, na Figura 3, o estudo realizado por Caliendo e Guglielmo (2012), conduzido por um período de quatro anos, em dezessete rodovias da Itália que possuem túneis em seu percurso. Como resultado, foi constatado que ocorriam, proporcionalmente, mais acidentes graves no interior dos túneis.

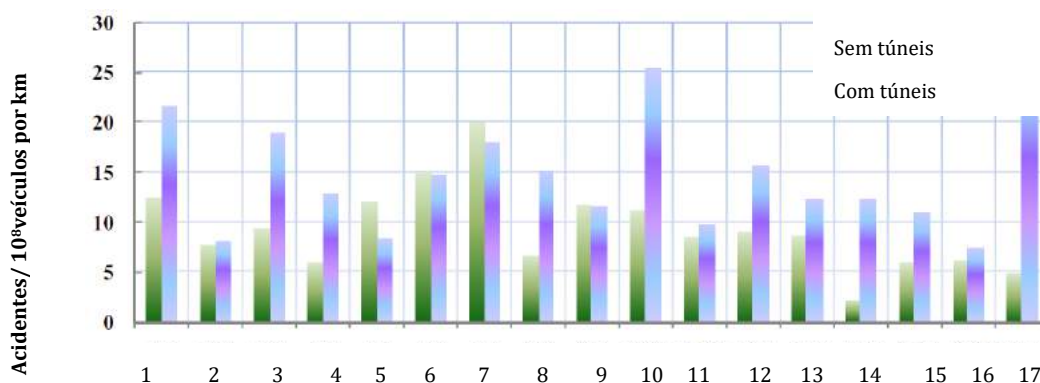


Figura 3 - Comparação do número de acidentes severos. Fonte: Caliendo e Guglielmo (2012).

Em função dos riscos inerentes, durante o ciclo de vida de um túnel se faz necessária a realização sistemática de estudos multidisciplinares que vão desde a análise geológica até a operação comercial, envolvendo questões, tais como: geometria da pista; interação dos túneis com os veículos (trens, caminhões, ônibus) que ali irão circular; tipos de cargas transportadas; integridade física dos usuários durante a sua permanência em seu interior; características climáticas da localidade onde o túnel é instalado; e, por fim, a estrutura e infraestrutura do túnel que viabilizarão o funcionamento adequado do túnel frente às demandas colocadas.

Conforme Shida & Scabbia (2001), devem existir planos operacionais e de emergência, revisados periodicamente, que garantam a manutenção e a atualização das medidas de prevenção e proteção contra incêndio, determinada pela inclusão de novos riscos, por exemplo, alteração no acondicionamento da carga transportada no interior do túnel e decorrente comportamento quando ignizada. O presente trabalho tem como foco as questões relacionadas a incêndios que podem ocorrer durante a operação comercial dos túneis, sejam eles: metroviários; ferroviários, de carga, passageiros ou carga/passageiros ou rodoviários. (Figura 4).

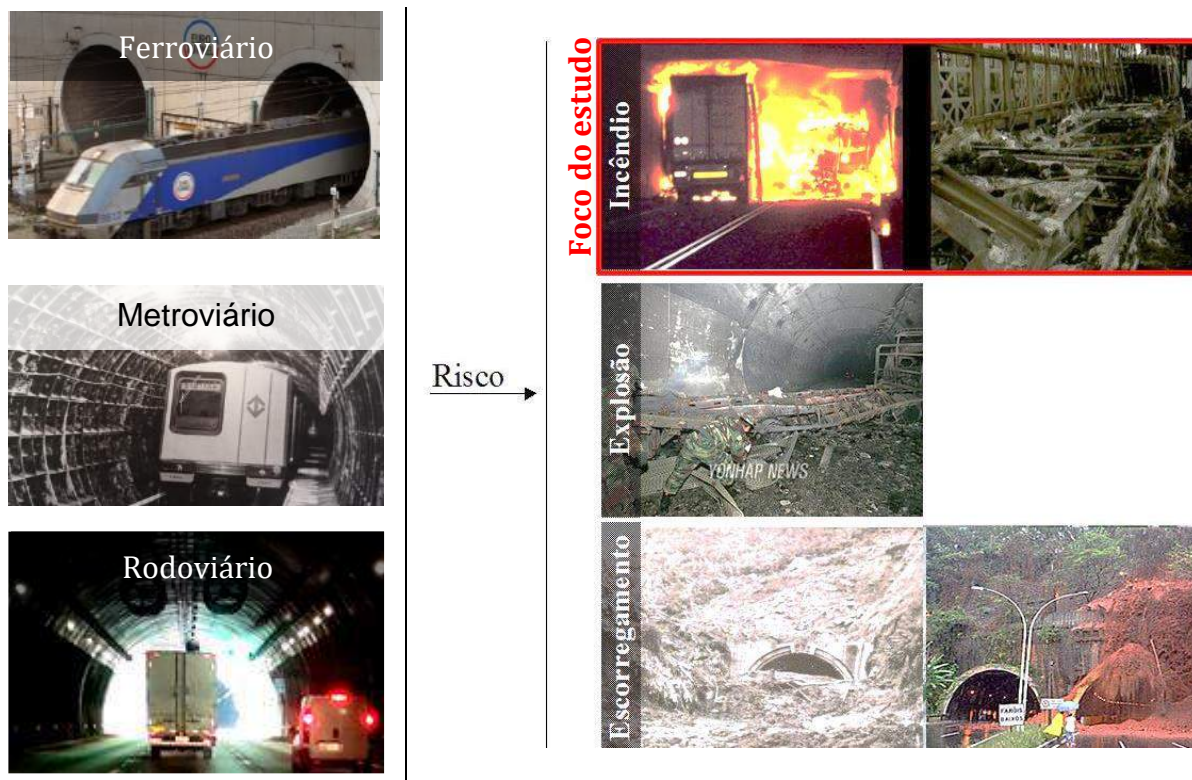


Figura 4 - Riscos potenciais associados à operação de túneis. Fonte: Scabbia (2007).

2 HISTÓRICO DE EVENTOS

Propõe-se aqui analisar alguns eventos ocorridos em túneis, no sentido de identificar os erros cometidos que levaram à ocorrência de acidentes e, para alguns deles, as soluções que foram recomendadas para prevenir novos eventos danosos. Na Tabela 1 estão apresentados alguns exemplos notáveis.

Tabela 1 - Exemplos de acidentes ocorridos em túneis, em ordem cronológica.

DATA	LOCAL	EVENTO	IMPACTO (mortes e feridos)
11 de julho de 1979	Túnel de Nihonzaka Japão	Acidente envolvendo 170 carros.	Sete pessoas morreram.
7 de abril de 1982	Túnel Caldecott EUA	Acidente múltiplo que resultou em incêndio.	Sete pessoas morreram
3 de novembro de 1982	Túnel de Salang Afeganistão	Comboio do exército choca-se com caminhão de combustível.	Mais de 700 pessoas morreram (asfixiadas ou carbonizadas) - número final não oficializado.
10 de Abril de 1995	Túnel de Pfänder Áustria	Quatro carros incendiados	Três pessoas morreram
10 de fevereiro de 1996	Túnel de Toyohama Japão	Escorregamento da encosta.	20 pessoas morreram
18 de março de 1996	Túnel Palermo-Punta Rais Itália	Depois de uma colisão traseira um caminhão de combustível explodiu no túnel próximo a Palermo.	19 carros se incendiaram, cinco pessoas morreram e 26 ficaram feridas.
18 de novembro de 1996	Eurotunel Canal da Mancha	Caminhão que viajava no trem de carga incendiou-se.	30 pessoas sofreram intoxicação
24 de março de 1999	Túnel Montblanc Entre França e Itália	Caminhão belga que transportava farinha e margarina incendiou-se.	39 pessoas morreram
29 de maio de 1999	Túnel Tauern Áustria	Após uma colisão traseira um caminhão de tintas explodiu, o incêndio envolveu 24 veículos.	12 pessoas morreram.
10 de janeiro de 2000	Túnel Tauern Áustria	Incêndio envolvendo caminhão.	-
10 de julho de 2001	Túnel Tauern Áustria	Colisão frontal provocou incêndio.	- (condutor extinguiu o incêndio)
29 de julho de 2001	Túnel de Gleinalm Áustria	Motor de um ônibus de turistas suecos incendiou-se.	- (condutor retirou o veículo em chamas do túnel evitando uma catástrofe)
6 de agosto de 2001	Túnel de Gleinalm Áustria	Dois automóveis colidiram frontalmente, gerando incêndio	Cinco pessoas morreram e cinco ficaram feridas.
8 de Agosto de 2001	Túnel de Amberg Áustria	Dois ônibus colidiram.	Três pessoas morreram
13 de agosto de 2001	Túnel de Reigersdorf Áustria	Ônibus se chocou contra a entrada do tunel	24 pessoas ficaram feridas.
26 de agosto de 2001	Túnel de Gotthard Suíça	Colisão frontal	Seis pessoas ficaram feridas.
31 de agosto de 2001	Túnel de Sonnstein Áustria	Três acidentes de tráfego em um único dia.	Duas pessoas morreram e nove pessoas ficaram feridas
10 setembro de 2001	Túnel de Gleinalm Alemanha	Ônibus de turistas se incendiou	-
17 de outubro de 2001	Túnel Danish Dinamarca	Caminhão chocou-se com carro	Nove pessoas morreram e seis ficaram feridos.
24 de outubro de 2001	Túnel de Gotthard Suíça	Colisão frontal de dois veículos gerando incêndio	11 pessoas morreram
16 de novembro de 2001	Tunel Madaoling China	Incêndio iniciou no motor de um veículo	12 pessoas morreram e seis pessoas ficaram feridas
18 de janeiro de 2002	Túnel Tauern Áustria	Caminhão incendiou-se (motor), produzindo grande quantidade de fumaça.	-
01 de novembro de 2005	Túnel Dalseong Coreia do Sul	Caminhão com peças de míssil explode após falha em seus freios.	O número de mortes não foi divulgado.
05 de julho de 2010	Túnel Huishan China	Incêndio criminoso.	24 pessoas morreram
17 de março de 2014	Túnel Yanhou China	Choque de caminhões, um com carvão e outro com metanol provocando incêndio.	40 pessoas morreram
17 de janeiro de 2015	Eurotunel Canal da Mancha	Operação comercial paralisada em razão do acionamento de alarme de detector de fumaça	-

Fonte: modificado de Scabbia & Canale (2006) e EUROPEAN TUNNEL ASSESSMENT PROGRAMME (2006)

Foram identificadas algumas recomendações, denominadas no presente artigo como propostas de melhorias, realizadas posteriormente aos acidentes. Essas ações, obtidas dos relatórios oficiais ou de artigos que os referenciam, propõem melhores práticas de prevenção e proteção, de modo compatível com tecnologias existentes à época dos sinistros, que deveriam ser adotadas para a retomada de suas operações comerciais. Na prática, os estudos desses acidentes evidenciam os erros cometidos antes dos sinistros e favorecem a melhoria contínua de aspectos relacionados ao projeto e à operação de novos túneis. Seguem alguns exemplos de destaque.

2.1 TÚNEL DE NIHONZAKA

De acordo com o relato de Mashimo (2002), após o acidente foram tomadas as seguintes medidas específicas para a retomada das operações do túnel; -é importante observar que, na ocasião do incêndio, esse túnel, a exemplo de muitos outros, não apresentava medidas voltadas para a proteção contra incêndio:

- proibir a circulação de caminhões com carga perigosa;
- proibir a ultrapassagem dentro do túnel;
- instalar radares para evitar a circulação em alta velocidade;
- instalar Painéis de Mensagens Variáveis – PMV nas entradas do túnel (dois em cada entrada) e mais dois internamente;
- unir os dois túneis, ou seja, anexar o túnel afetado pelo incêndio ao túnel paralelo (que tinha sentido contrário), transformando-os em unidirecionais, com quatro faixas de mesmo sentido;
- construir baias de emergência para carros no interior do túnel;
- melhorar a iluminação dentro do túnel;
- instalar sinalização semafórica (vermelho/verde) na entrada do túnel.

2.2 TÚNEL DE CALDECOTT

O relatório do *National Transportation Safety Board (1983) Highway Accident Report Adopted: Multiple Vehicle Collisions And Fire Caldecott Tunnel Near Oakland, California (April 7, 1982)* define a necessidade de adoção das seguintes medidas adicionais:

- informar o motorista antes de sua aproximação do local do acidente;
- avaliar e revisar, onde necessário, procedimentos de emergência;
- desenvolver sistema com resposta rápida a emergências e treinar operadores do túnel em todas as fases da emergência, inclusive para casos de incêndio, com periodicidade, tal que possa evidenciar a capacidade dos funcionários;
- identificar de modo claro as saídas de emergência do túnel;
- proibir mudanças de pistas ou ultrapassagens no interior do túnel;
- melhorar as condições de supervisão do túnel e atuação por meio da adoção de sistema de comunicação e de segurança contra incêndio;
- proibir o ingresso de produtos perigosos no túnel;
- rever a administração federal da estrada e os programas urbanos de administração do transporte para que incentivem a segregação dos veículos, de modo a evitar que a estrada apresente um risco desnecessário ao público em função do compartilhamento da estrada com a movimentação de caminhões trafegando com produtos perigosos;
- monitorar os condutores com problemas médicos conhecidos;
- adotar sistemas automáticos para garantir o cumprimento dessas propostas.

2.3 EUROTUNEL

O relatório emitido conjuntamente pelo *Bureau d'Enquêtes sur les Accidents de Transport Terrestre* (2010) aponta a necessidade de adoção das seguintes melhorias:

- implantar dispositivos e procedimentos suficientemente confiáveis, voltados para mitigar os riscos associados à formação de arcos voltaicos entre objetos com altura excessiva, como partes de caminhão ou de sua carga útil, e a catenária;
- adequar sistema automático de detecção de incêndio, tornando-o mais rápido e confiável para qualquer princípio de incêndio;
- revisar o procedimento operacional quando da detecção de um incêndio;
- revisar procedimento para identificação de perigos e avaliação de riscos;
- rever a metodologia de controle do trabalho realizado por terceiros à operadora do túnel;
- melhorar os procedimentos relativos à gestão de crise, em caso de incêndio no túnel, de modo a permitir a retirada de passageiros em um período de tempo aceitável e o início rápido do combate ao incêndio.

2.4 TÚNEL DE MONTBLANC

O Relatório do *Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement* (1999) aponta a necessidade de consideração das seguintes ações para aprimoramento da segurança contra incêndio:

- examinar a possibilidade de reduzir os riscos potenciais de incêndio por meio do controle dos materiais transportados;
- examinar a possibilidade de inspeção dos veículos antes de seu ingresso no túnel;
- instalar sistema automático de detecção de incidentes (DAI);
- adotar Centro de Controle de Operações – CCO único;
- implantar operação viária capaz de supervisionar e quantificar os veículos no interior do túnel, para permitir ação rápida e eficaz em situação de incêndio;
- garantir que os sistemas/equipamentos, principalmente os sistemas elétricos e de comunicação no interior do túnel, mantenham-se em operação durante a ocorrência de incêndio;
- informar usuários sobre a ocorrência de incêndio, de modo claro, com sinalização visual e sonora, indicando automaticamente as saídas de emergência;
- implantar serviço ininterrupto de primeira atuação, composto por equipe de três a cinco especialistas, capaz de atuar em 5 minutos após a identificação da ocorrência;
- adotar plano único de atuação, considerando os dois lados de emboque (França e Itália).

2.5 INCÊNDIOS NA CHINA

Tendo como referência dados estatísticos de incêndios, ocorridos entre 2000 e 2016, na China, Ren *et al.* (2019) avaliou 161 eventos de incêndio, considerados de grande e médio porte. Entre os casos analisados, 40 eventos, ou seja, 24,8%, geraram danos à estrutura ou infraestrutura do túnel e 11 casos provocaram mortes no interior dos túneis (Figura 5). Foram recomendadas ações quanto à implantação de medidas de proteção passiva. Em função dos danos constatados, os autores fizeram diversas recomendações de melhorias, aderentes às recomendações feitas nos eventos relatados anteriormente.

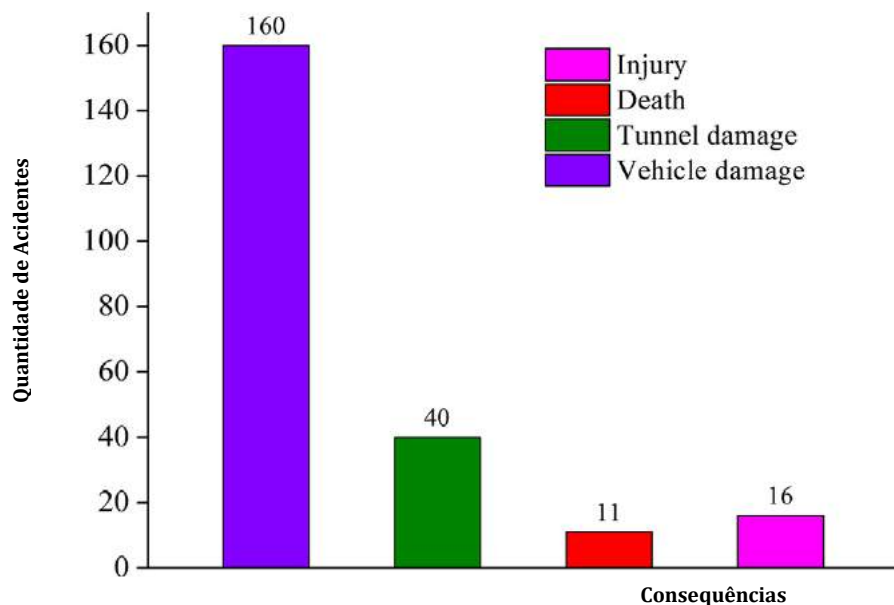


Figura 5 - Consequência dos incêndios ocorridos na China entre 2000 e 2016. Fonte: Ren *et al.* (2019).

2.6 INCÊNDIOS NA AUSTRÁLIA

Conforme Casey (2020), a Austrália adota, desde 2002, sistemas fixo de combate à incêndio com água, do tipo Dilúvio, no interior de alguns túneis. Em, aproximadamente, 50% dos eventos danosos, onde se utilizou o sistema de dilúvio, o incêndio foi extinto. Nos demais eventos eles limitaram o incêndio e a equipe de operação realizou o término do combate (Figura 6).

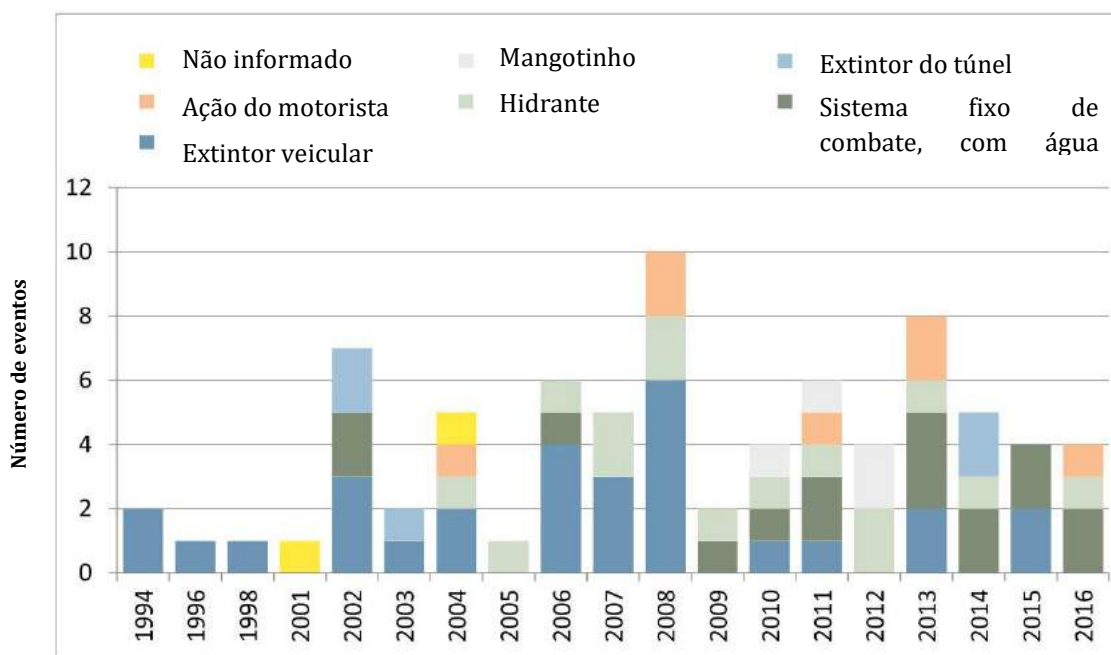


Figura 6 - Eventos que envolveram o uso de sistema de combate contra incêndio nos principais túneis na Austrália, entre 1994 e 2016. Fonte: Casey (2020).

Na Tabela 2 estão apresentadas as propostas de melhoria que foram definidas após incêndio de alguns túneis, associadas aos elementos de verificação estabelecidos, comprovando-se que, de alguma maneira, todos foram considerados para a composição da segurança contra incêndio e a retomada de operação comercial.

Tabela 2 - melhorias definidas após incêndios

Túnel (historico de eventos retirado da Tabela 1)	Elementos de verificação													
	Condutores e usuários	Controle das cargas transportadas	Elementos estruturais e civis	Operação do túnel centralizada em CCO	Sistemas de proteção contra incêndio							Sistemas mecânicos e eletroeletrônicos	Sistemas de informação aos usuários	Manutenção e atualização periódica
					Resistência ao fogo do revestimento do túnel	Reação ao fogo	Deteção de incidentes ou incêndio	Ventilação	Iluminação	Extinção do fogo	Saída de emergência			
Nihonzaka	x	x	x	x	(*)	(*)	x	x	x	(*)	x	x	x	x
Caldecott	x	x	x	x	(*)	-	x	-	-	-	x	-	x	-
Afeganistão	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
King's Cross	x	x	x	x	(*)	x	-	x	x	-	-	-	x	x
Palermo - italia	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	x	-
Canal da Mancha (1996)	x	x	x	x	(*)	x	-	-	x	x	-	-	-	-
Mont Blanc	x	x	x	x	(*)	x	x	-	x	-	-	x	x	-
Tauern	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Reigersdorf	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	-	-	-	x	-
Canal da Mancha (2015)	x	x	x	x	(*)	-	-	-	-	x	x	x	-	-
China 2000 - 2016	x	x	x	x	x	x	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
Australia (1994 - 2016)	x	x	(*)	x	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	x	(*)	(*)	(*)

(*) Não era foco da análise

Deve-se observar que entre os elementos de verificação, além dos sistemas de proteção contra incêndio, claramente associados ao controle do incêndio, estão contempladas, nos outros elementos, predominantemente, as ações de prevenção contra incêndio.

É importante observar que, para todos os acidentes apontados na Tabela 3, considera-se a necessidade dos condutores e usuários atenderem aos comandos operacionais. Tal situação decorre da constatação, nos eventos estudados, que, de modo geral, esses não se dirigiram às saídas de emergência, pelo principal fato de não terem sido alertados para a gravidade do evento. Sob esse ponto de vista, tal ação tem natureza protetora e depende de outros elementos voltados para a segurança contra incêndio.

Em todos os casos apontados na Tabela 3 considera-se necessária a definição e controle das cargas presentes nos túneis, inclusive a limitação da toxicidade gerada quando de sua ignição. Da mesma forma, a existência, ou revisão, de procedimentos de atuação operacional, com gestão centralizada em um Centro de Controle Operacional, são sempre consideradas.

A existência de danos na estrutura do túnel também é indicada em todas as análises efetuadas, como um problema importante, apesar de terem sido incluídas propostas explícitas de melhorias.

Os sistemas de proteção contra incêndio, os sistemas mecânicos e eletroeletrônicos e os sistemas de informação aos usuários são apresentados em todos os eventos, sempre com a recomendação destacada de proceder-se sua revisão, ampliação ou modernização. Portanto, o processo de atualização tecnológica de todos esses sistemas, ao longo da operação comercial dos túneis, foi considerado

deficiente e decisivo para a ineficácia do controle do foco de incêndio e do processo de evacuação dos túneis.

De acordo com Shida & Scabbia (2001), por mais que sejam inseridos nos túneis sistemas automáticos de controle ou de supervisão, esses não substituem, mas apenas auxiliam as equipes operacionais. Durante um sinistro, as pessoas que estão no interior do túnel sempre necessitam de apoio, via intervenção humana devidamente equipada.

Nos textos das normas ABNT NBR referentes à segurança contra incêndio em túneis, em vigor no Brasil, conforme apontado na Tabela 3, todos os elementos de verificação apontados estão presentes. Essas normas definem diretrizes, requisitos e critérios de segurança contra incêndio, que levam em conta o estado da arte de cada um dos sistemas que compõem os elementos de verificação.

Tabela 3 - Relação entre as normas brasileiras e os elementos de verificação

Normas	Escopo	Elementos de verificação														
		Condutores e usuários	Controle das cargas transportadas	Elementos estruturais e civis	Operação do túnel centralizada em CCO	Sistemas de proteção contra incêndio							Sistemas mecânicos e eletroeletrônicos	Sistemas de informação aos usuários	Manutenção e atualização periódica	
						Resistência ao fogo do revestimento do túnel	Reação ao fogo	Deteção de incidentes ou incêndio	Ventilação	Iluminação	Extinção do fogo	Saída de emergência				
ABNT NBR 15661	Projeto e operação de túneis com tráfego de veículos, em ambiente rodoviários e urbanos	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 15775	Ensaio, comissionamento e inspeções para todos os tipos de túneis	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 15981	Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 16484	Projeto e operação de túneis com sistemas de transporte sobre trilhos	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
ABNT NBR 16736	Operação em caso de emergência em túneis rodoviários e urbanos	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

3 APLICAÇÃO DO SISTEMA GLOBAL DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

Analisando-se a proposta de abordagem sistêmica de segurança contra incêndio proposta por Berto (2019), consolidada na Figura 7, constata-se que as ações de segurança se associam às distintas fases do desenvolvimento do incêndio, assumindo inicialmente o propósito de limitar o risco de surgimento do foco e, na medida em que o incêndio, eventualmente, se desenvolva, limitando o risco de que avance além das vizinhanças do local onde se iniciou e, ainda, que a fumaça gerada tenha sua propagação controlada.

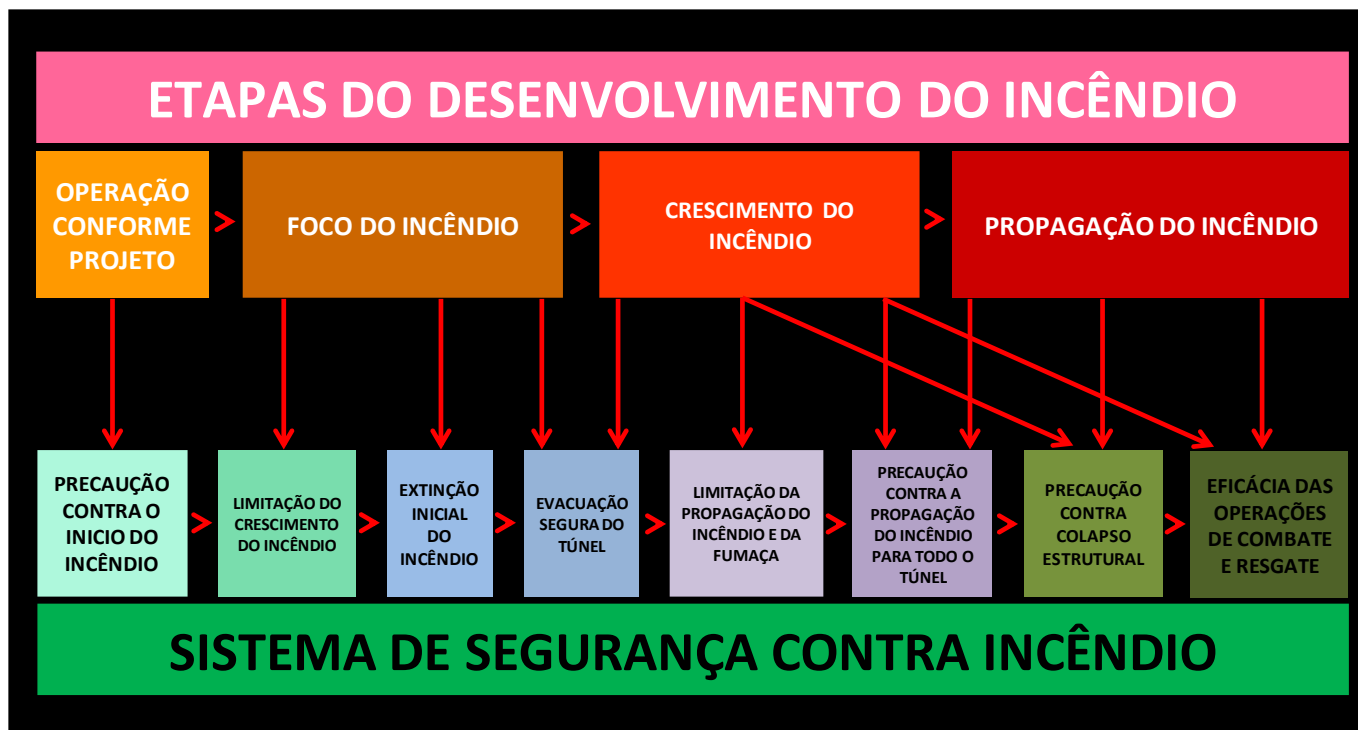


Figura 7 - Abordagem sistêmica da segurança contra incêndio. Fonte: Berto (2019).

O estudo isolado de cada elemento de verificação, desconsiderando suas interações com os demais, ou seja, desconsiderando uma abordagem sistêmica, pode, além de não resolver o seu problema específico, propiciar a criação de novos riscos ou a inutilização de outro sistema de proteção contra incêndio adotado.

Um exemplo notável dessa situação corresponde à possibilidade da interação negativa entre o sistema de ventilação longitudinal e o sistema fixo de combate ao incêndio, empregados sem a visão sistêmica da segurança contra incêndio.

Essa situação é exemplificada por Rein, Carve e Torero (2008), que apresentam um caso em que o sistema de ventilação longitudinal, que está extraindo os fumos do interior do túnel, compromete a atuação do sistema de dilúvio.

Quando a velocidade do ar aumenta no interior do túnel, as gotículas de água podem deixar de atingir o foco do incêndio, tornando o combate ineficaz (Figura 8).

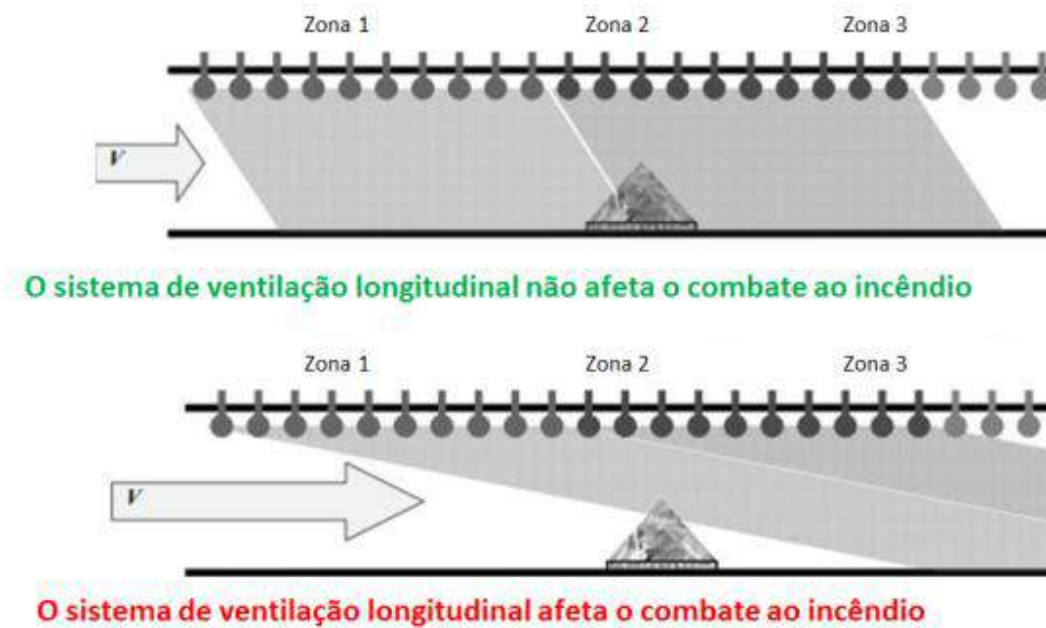


Figura 8 - Interferência do sistema de ventilação no sistema de dilúvio. Fonte: Rein, Carve e Torero (2008).

Quando se relacionam os conceitos da abordagem sistêmica da segurança contra incêndio, as propostas de melhoria pós-incêndio e os elementos de verificação, constata-se uma sequência de eventos, conforme apresentado na Figura 9.



Figura 9 - Sequência de etapas de atuação em caso de ocorrência de incêndio em túnel. Fonte: autores.

O ciclo operação comercial - identificação de foco de incêndio - extinção do foco do incêndio, se constitui em modo ideal de garantia da segurança contra incêndio e deve, portanto, receber atenção destacada na sua concepção/composição.

A limitação do crescimento do foco do incêndio, que ocorre de modo passivo, deve ser complementada com as ações de extinção, definindo o momento crucial a partir do qual todas as demais ações de proteção contra incêndio devem operar. Com tal propósito os autores do presente artigo propõem um sistema global de segurança contra incêndio para túneis, capaz de estruturar e sincronizar, de modo sistêmico, a segurança contra incêndio desses locais (ver Figura 10).



Figura 10 - Sistema global de segurança contra incêndios em túneis. Fonte: autores.

O sistema global de segurança contra incêndio para túneis possui cinco etapas de atuação. Inicia pelo ciclo de operação comercial, manutenção (inspeção e correção de falhas) e atualização, realizada periodicamente nos procedimentos de operação e de emergência, nos sistemas de materiais aplicados ou utilizados no túnel. Esta é a fase mais importante, pois na ocorrência de sinistros, sistemas que não foram exigidos por longos períodos serão utilizados e, para tanto, devem estar, não só disponíveis, mas operacionais, em plena capacidade de uso, conforme previsto em projeto e comprovado em comissionamento e em inspeções periódicas.

Quando o foco do incêndio for detectado, aplicam-se os procedimentos de emergência, com o uso dos dispositivos adequados, de modo conjunto, e coordenados via CCO.

Caso o foco do incêndio não seja contido, inicia-se a fase mais crítica, pois se deve, simultaneamente, retirar as pessoas do interior do túnel, de modo organizado, por um trajeto com o mínimo de fumaça, atender possíveis feridos, combater o incêndio, entre outras tarefas, sendo todas importantes. O sistema global de segurança contra incêndio adotado deve incluir equipe treinada, procedimentos de operação e de emergência atualizados, elementos estruturais e civis adequados a este tipo de evento e sistemas de proteção contra incêndio em perfeitas condições operacionais.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Parte das questões abordadas neste artigo foram consideradas a partir dos relatos de incêndios mencionados na Tabela 1. Até agora, felizmente, o Brasil não está incluído nesta lista, composta por ocorrências de incêndios graves em túneis. Na medida em que os nossos túneis envelheçam e aumentem em quantidade, ampliam-se as chances de que tenhamos, por aqui, eventos catastróficos equivalentes aos relatados.

Para os túneis em operação, construídos anteriormente à publicação das normas brasileiras em vigor, destaca-se que devem passar por processo de atualização tecnológica, tendo em vista os riscos inerentes e, especialmente, a segurança dos usuários. Para isso, as propostas aqui incluídas de abordagem sistêmica podem ser úteis e servir como parâmetro para a adoção dos requisitos das normas e regulamentações brasileiras.

Espera-se que o presente artigo contribua para a divulgação do problema do incêndio em túneis e da abordagem sistêmica que deve ser adotada. As ações devem se iniciar e se desenvolver por meio de processos consistentes de gerenciamento abrangendo projeto, construção, manutenção, atualização tecnológica e operação.

REFERÊNCIAS

- [1] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **A policy on geometric design of highways and streets**. Washington, D.C., AASTHO - 2001.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15661, NBR 15775, NBR 15981, NBR 16484, NBR 16736**.
- [3] AUSTRALASIAN FIRE AUTHORITIES COUNCIL. **Fire Safety Guidelines for Road Tunnels**. [S.l.], AFAC, 2001. 45 p.
- [4] BERTO, A. F. **Problemas reais com as instalações de proteção contra incêndio**. In: FÓRUM DE INSTALAÇÕES BIP, 10., 2019, São Paulo. Apresentações... São Paulo: Abrinstal, 2019. Disponível em http://www.abrinstal.org.br/eventos/realizados/docs/190706_10forum_apres01.pdf. Acesso em: 02 fev. 2020.
- [5] BUREAU D'ENQUÊTES SUR LES ACCIDENTS DE TRANSPORT TERRESTRE. **Rail Accident Investigation Branch. Technical Investigation Report concerning the Fire on Eurotunnel Freight Shuttle 7412 on 11 september 2008**. França, BEA-TT; RAIB, 2010. 168 p.
- [6] CALIENDO. C.; GUGLIELMO. M. L. **Accident Rates in Road Tunnels and Social Cost Evaluation**. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, v. 53, p. 166 – 177, Oct. 2012.
- [7] CASEY, N. **Fire incident data for Australian road tunnels**. *Fire Safety Journal*, v. 111, p. 102909, Jan. 2020.
- [8] EUROPEAN TUNNEL ASSESSMENT PROGRAMME, **Annual Report – 2006**. [S.l.]: EuroTAP, 2006. 50 p.
- [9] LEES, F. P. **Loss prevention in the process industries**. 2. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1996. 3 v.
- [10] MASHIMO H. **State of the road tunnel safety technology in Japan**. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 17, n. 2, p. 145–152, Apr. 2002. (Tradução Isami Ota).
- [11] MINISTÈRE DE L'INTERIEUR MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT. **Inspection générale Conseil général de l'administration des ponts et chaussées; Rapport de la mission administrative d'enquête technique sur l'incendie survenu le 24 mars 1999 au tunnel routier du Mont Blanc**. [S.l.]: MLMLTL, 1999. 78 p.
- [12] NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. **Highway Accident Report Adopted: Multiple Vehicle Collisions and Fire Caldecott Tunnel Near Oakland**, California April 7, 1982. Washington DC: NTSB, 1983.

- [13] NTZEREMES, P.; KIRYTOPOULOS, K. **Evaluating the role of risk assessment for road tunnel fire safety: a comparative review within the EU.** Journal of Traffic and Transportation Engineering, (english edition), v. 6, n. 3, p.282-296, June 2019.
- [14] REAL, M. V. **A Informação como fator de controle de riscos no transporte rodoviário de produtos perigosos.** 2000. 220 f. Dissertação (Mestrado Engenharia de Transporte) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Transporte, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.
- [15] REIN, G.; CARVE, R.; TORERO, J. L. **Approximate trajectories of droplets from water mist suppression systems in tunnels.** Edinburgh: University of Edinburgh, Centre for Fire Safety Engineering, 2008. Disponível em: https://www.academia.edu/1087989/Approximate_Trajectories_of_Droplets_from_Water_Mist_Suppression_Systems_in_Tunnels. Acesso em: 02 fev. 2020.
- [16] REN, R. et al. **Statistical Analysis of fire accidents in chinese highway tunnel 2000 – 2016,** Tunnelling and Underground Space Technology, v. 83, p. 452-460, 2019.
- [17] SCABBIA, A. L. G. **Túneis rodoviários: proposta de avaliação de conformidade para liberação ao uso e operação comercial.** 2007. Tese (Doutorado em Dinâmica das Máquinas e Sistemas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. doi:10.11606/T.18.2007.tde-17012011-125628. Acesso em: 02 fev. 2020.
- [18] SCABBIA, A. L. G.; CANALE, A. C. **Proteção contra incêndios em túneis: tecnologias atuais.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE INCÊNDIO, 15., 2006, São Paulo. Anais... [S.l.]: COBENI, 2006.
- [19] SHIDA, L.; SCABBIA, A. L. G. **Modelo operacional: adequação da capacidade à demanda com incorporação da pista descendente.** São Paulo: Artesp, 2001. (Apresentação realizada em 2001).
- [20] UNIÃO EUROPÉIA. **Diretiva 2004/54/CE do Parlamento Europeu e do Conselho de 29 de Abril de 2004, relativa aos requisitos mínimos de segurança para os túneis da Rede Rodoviária Transeuropeia.** Bruxelas: EU, 2004. (Esta Directiva foi alterada pela Decisão do Comité Misto Do EEE (Espaço Económico Europeu,) No 10/2006 de 27 de Janeiro de 2006 que altera o Anexo XIII (Transportes) do Acordo EEE).
- [21] UNIÃO EUROPÉIA. **Proposta de DIRETIVA 2002/309/CE do Parlamento Europeu e do Conselho relativo aos requisitos mínimos de segurança para os túneis inseridos na Rede Rodoviária Transeuropeia.** Bruxelas: EU, 30 dez. 2002. (COM(2002) 769 final 2002/0309 (COD)).

SOLUÇÕES SUBTERRÂNEAS PARA OBRAS URBANAS DE DRENAGEM EM RODOVIAS FEDERAIS

Naresi Júnior, L. A

Pontifícia Universidade Católica, Belo Horizonte, Brasil

Pereira, R.

Strata Engenharia Ltda., Belo Horizonte, Brasil

Palma Filho, E. A.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasília, Brasil

Resumo: A construção de novas rodovias federais, ou ampliação da capacidade daquelas já existentes, ao cruzar em áreas urbanas, pode causar impacto nos sistemas locais de drenagem, que muitas vezes estão subdimensionados à realização de intensa ocupação antrópica. Assim, em que pese o foco da Autarquia responsável pela construção da rodovia ser a via, em si, por muitas vezes torna-se necessário intervir no sistema de drenagem urbana que é paralela ou cruza sob essa, de modo a aumentar a capacidade do sistema, a fim de não impactar na integridade e funcionalidade da rodovia. Para tanto, essas novas obras são possíveis de execução por meio de Métodos Destrutivos (vala) ou Métodos Não-Destrutivos, aqueles que garantem a manutenção do tráfego sobre a via em que a obra será executada. Os métodos destrutivos, mesmo que possam representar um custo de intervenção reduzido, causarão forte impacto no tráfego, gerando custos representativos aos usuários. Portanto, é desejado que tais intervenções sejam não-destrutivas, garantindo assim o fluxo de transporte. Para galerias de maior diâmetro, aplicar-se-ão, então, métodos tuneleiros convencionais sequenciais, por vezes chamados de NATM – *New Austrian Tunnelling Method* ou SCL – *Sprayed Concrete Lined*. Porém, em galerias de menor diâmetro, mais frequentes nessas obras localizadas de travessias urbanas de rodovias, são cabíveis as escavações mecanizadas por meio de Mini-TBMs (*Tunnel Boring Machines*) ou pelo tradicional sistema de *Tunnel Liner*, que apresenta experiência prática de aplicação de décadas no Brasil, e menor necessidade de equipamentos e insumos especiais. Neste trabalho será apresentado o conceito e um caso prático de aplicação de *Tunnel Liner* de corrente de obra de rodovia federal em área urbana.

1 INTRODUÇÃO

A execução de obras com valas a céu aberto em vias de grande densidade de tráfego, como ruas, avenidas, estradas e ferrovias, causa grandes transtornos e um custo social importante: interrupção do tráfego, congestionamento no trânsito, acidentes com pedestres, dificuldades de acesso ao comércio, etc. Estes fatores são levados em consideração, recomendando a opção pelo processo não-destrutivo.

O método não-destrutivo *Tunnel Liner*, largamente utilizado em milhares de obras no Brasil e no exterior é uma solução simples, versátil, econômica e segura para abertura de túneis, sem interferir na superfície, nem no tráfego.

Naresi (2015) afirma que essa técnica vem sendo largamente utilizadas em redes de esgotos, passagens de veículos e pedestres, passagens de cabos de telefonia e energia, em obras metroviárias e na mineração, como tubos camisa para proteção mecânica de tubulações de água, esgoto, combustíveis e demais instalações, na canalização de córregos e como reforço estrutural para túneis.

A técnica executiva de implantação do *Tunnel Liner*, empregando chapas de aço corrugado é de fácil manuseio, permite escavações com avanço modular de 46 cm ou 50 cm. Com área reduzida de solo

exposto, este sistema oferece maior segurança ao operador na frente da escavação. Nas flanges das chapas de revestimento, podem ser fixadas escoras metálicas para apoiar escudos frontais, reduzindo o risco de desmoronamentos.

A simplicidade da montagem, de progressão rápida, confere alta produtividade ao sistema. A cada novo segmento do túnel montado, é possível a imediata escavação do anel seguinte. Sendo um sistema de revestimento com chapas de aço, o *Tunnel Liner* permite furações e adaptações dentro do túnel para contornar ou eliminar interferências, não cadastradas, que possam surgir durante a execução.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 LOCALIZAÇÃO

A área de estudo está localizada entre os Municípios de Natal e Parnamirim no estado do Rio Grande do Norte, iniciando no Entroncamento da rodovia BR-101/RN com Avenida das Alagoas (coordenadas: 5° 51.719'S/35° 12.881'O) sentido a Avenida Antoine de Saint' Exupéry, chegando até o extravasor na Lagoa de Absorção (coordenadas: 5° 51.554'S/35° 13.504'O), conforme mostrado na Figura 1 e na Figura 2 com desenho representativo.



Figura 1 - Mapa de situação e localização. Fonte: autor.

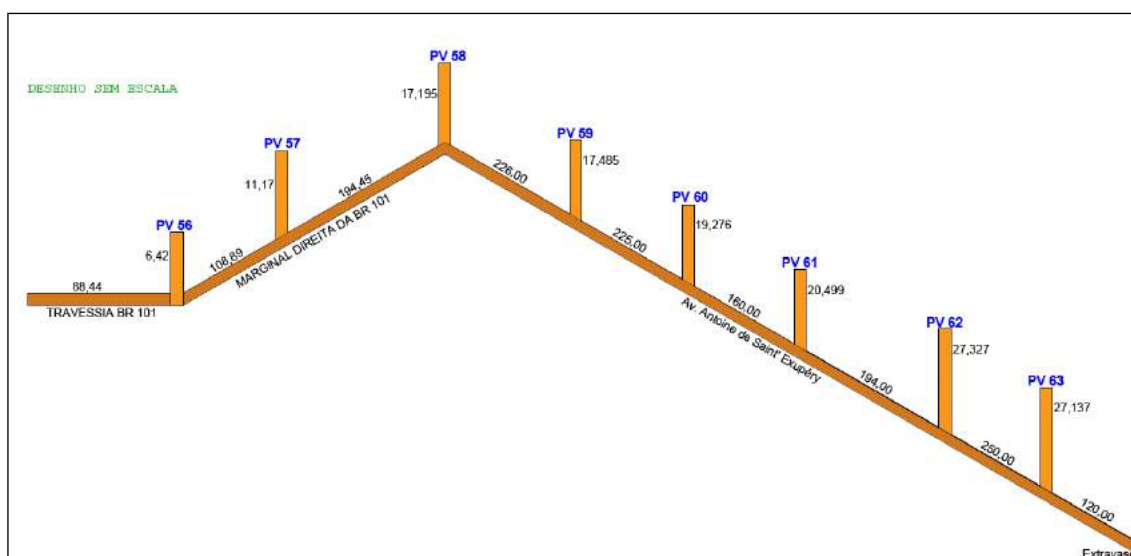


Figura 2 - Desenho Representativo. Fonte: autor.

Os dados de escavação dos poços de visita (vertical) e dos túneis (horizontal) estão referenciados na Tabela 1 e Tabela 2 abaixo:

Tabela 1 - Detalhe executivo dos Poços de Visita. Fonte: Relatório Técnico.

Poço de Visita	Projeto (m)	Diâmetro (m)
56	6,42	2,20
57	11,17	2,20
58	17,20	2,20
59	17,48	2,20
60	19,28	2,20
61	20,50	2,20
62	27,32	3,20
63	27,14	3,20

Tabela 2 - Detalhe executivo dos Túneis. Fonte Relatório Técnico.

Tunnel Liner (Escavação horizontal)	Projeto	Diâmetro (m)
	Distância (m)	
PV56 > PV57	108,89	2,00
PV58 > PV57	194,45	2,00
PV58 > PV59	226,00	2,00
PV60 > PV59	225,00	2,00
PV61 > PV60	180,00	2,00
PV61 > PV62	194,00	2,00
PV62 > PV63	250,00	2,00
PV63 > EXTRAVASOR	120,00	2,00

2.2 ESTUDOS GEOTÉCNICOS E GEOLÓGICOS

Previamente ao início da execução da obra, foram efetuadas sondagens à percussão com o intuito de determinar o tipo de subsolo, a existência do nível do lençol freático e os resultados do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). O solo encontrado na classificação para execução do *Tunnel Liner* não foi favorável, por ser um material não coeso conforme relatório de sondagem apresentado na Figura 3. A geologia ao longo do traçado é bastante simplificada composta basicamente por terrenos sedimentares. A faixa dessa bacia sedimentar tem uma largura média oscilando entre 25 e 45 km abrangendo toda extensão costeira. A rodovia existente e a ser implantada encontra-se dentro dessa faixa.

Segundo Vasconcelos, 2010, um dos trabalhos mais recentes da constituição litológica da zona norte foi desenvolvido por Melo (1998), que considerou a existência de três unidades litostratigráficas: a) Grupo Barreiras; b) Paleodunas e Cobertura coluvionar; c) Mangues e Baixas planícies atuais. Duarte (1995) realizou estudos gravimétricos e geológicos de campo para definir a geologia da zona norte da cidade de Natal e quando caracterizou a área, basicamente, em três unidades geológicas: Dunas Fixas, Sedimentos aluvionares e Sedimentos de mangue.

Os solos do município de Natal, são representados basicamente por areias quartzosas, decorrente do retrabalhamento de sedimentos eólicos e do manto de alteração do Grupo Barreiras. Na zona da calha do rio Potengi, ocorrem solos indiscriminados de mangue (Vasconcelos, 2010).

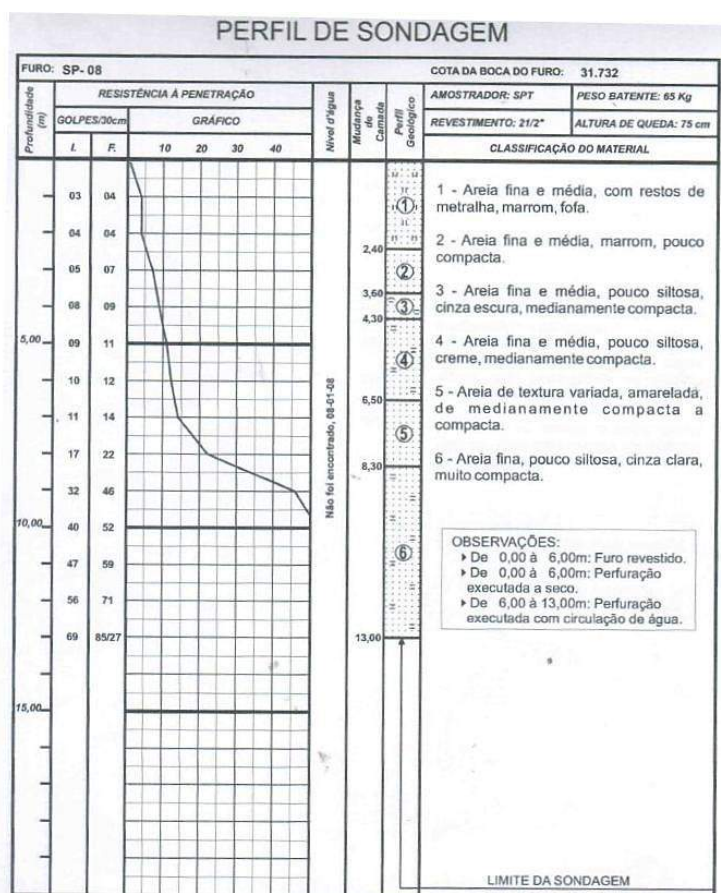


Figura 3 - Relatório do Ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). Fonte: Relatório Técnico.

Durante a execução dos avanços programados, como método de segurança, Ribeiro Neto (1999) afirma sobre a necessidade de executar sondagens na frente da escavação. Essas sondagens são executadas através de furos horizontais e furos com inclinação ascendente para verificação de existência de água ou alteração localizada de solos.

De acordo com Ortigão (2007) descreve que as areias de dunas apresentam uma granulometria quase constante devido ao tipo de agente transportador, o vento. Os grãos de areia podem ser classificados de acordo com a forma, que pode ser angular, subangular e arredondada, sendo esta última característica das areias de rios conforme Figura 4.



Figura 4 - Índices físicos da areia. Fonte: Ortigão, 2007.

2.3 DIMENSIONAMENTO

Naresi (2015) destaca que a relação ao dimensionamento estrutural dos bueiros, a capacidade de suporte de estruturas flexíveis de aço corrugado, como no caso do *Tunnel Liner*, em função da resistência da sua seção e do confinamento do solo adjacente, impedem deformações na estrutura. Nesta situação, apenas esforços de compressão atuam nas chapas do *Tunnel Liner* com dimensionamento baseado na teoria do anel de compressão. O carregamento atuante no *Tunnel Liner* depende do tipo de solo. Em solos granulares em relação ao local de estudo, as cargas consideram o ângulo de atrito interno do solo e

diâmetro do túnel. As Figura 5 e Figura 6 são referentes aos detalhes do projeto executivo do estudo de caso.

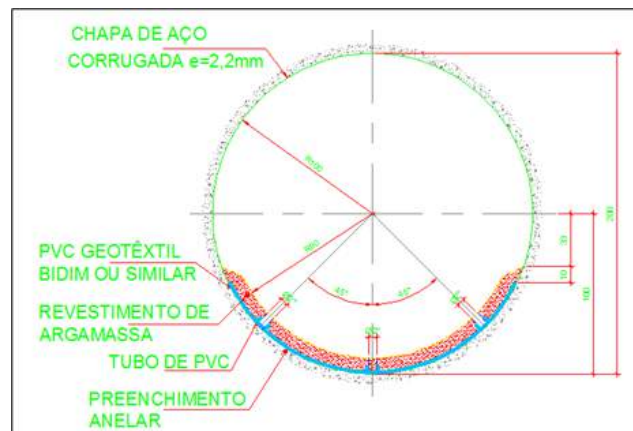


Figura 5 - Corte transversal. Fonte: Relatório Técnico.

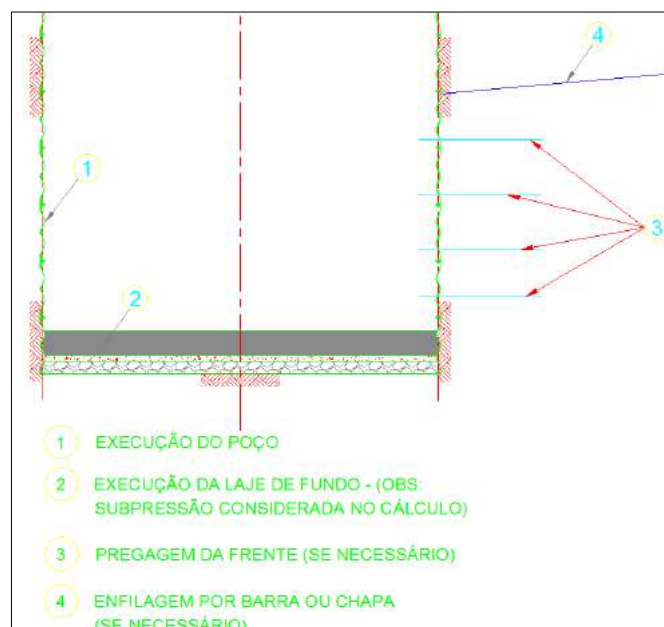


Figura 6 - Detalhe do Método Construtivo. Fonte: Relatório Técnico.

2.4 IMPLANTAÇÃO

Tendo sido locado o eixo da obra, e dado o início da escavação manual da frente de ataque, a escavação foi realizada dentro de um perímetro mais justo possível à circunferência externa, com avanço aproximado de 0,46 m. São quatro fatores principais que influenciam na determinação do tipo de método utilizado:

- Diâmetro (ou vão) do túnel.
- Tipo de solo.
- Presença de água.
- Recobrimento de solo sobre o tubo.

O emprego das chapas de aço corrugado é de fácil manuseio, o que traz uma grande vantagem. As escavações possuem avanço modular de 46 cm e essa área reduzida de solo exposto oferece segurança aos trabalhadores na frente de escavação conforme representado na Figura 7.



Figura 7 - Processo construtivo. Fonte: Manual de segurança e saúde no trabalho para escavação na indústria da construção/Serviço Social da Indústria. Brasília: SESI/DN, 2019.

A cada segmento de túnel realizado, é possível realizar a escavação do anel seguinte. Logo, não há a necessidade de paralisar ou interromper os serviços. A Figura 8 ilustra o início do processo de execução do poço de visita.



Figura 8 - Início da execução do poço de visita. Fonte: autor.

Esse método de implantação de túneis de pequeno diâmetro envolve aplicação de mão-de-obra de maneira intensiva, porém com ferramentas simples, realizando avanços progressivos com montagem simultânea de um revestimento metálico constituído por anéis de chapas de aço corrugado. Esses anéis são formados por um conjunto de segmentos que são montados e fixados com parafusos e porcas. Além disso, existem orifícios ao longo das chapas que possibilitam a inclusão de uma calda de injeção a fim de preencher vazios existentes entre as chapas corrugadas e o maciço escavado, segundo Paiva (2011).

No caso da combinação favorável desses fatores, isto é, túnel de pequeno diâmetro, solo com boa coesão ou compacidade, ausência de infiltrações ou lençol d'água e recobrimento favorável, resultará em fácil execução, não requerendo cuidados especiais. A obra em estudo, ao contrário do descrito acima, teve várias dificuldades nas frentes de serviço devido solo arenoso e não coesivo. A Figura 9 apresenta a retirada do material arenoso.



Figura 9 - Execução da retirada do material pelo poço de visita. Fonte: autor.

Os anéis são solidarizados nos anéis adjacentes por parafusos e porcas, que foram distribuídos ao longo dos flanges laterais dos anéis. As chapas de cada anel são emendadas por transpasse de parafusos e porcas das mesmas dimensões, porém com o pescoço quadrado e providos de arruelas de pressão. Na Figura 10 é possível observar o funcionário realizando o processo de ligação entre as chapas.



Figura 10 - Montagem da ligação entre as chapas. Fonte: autor.

Os espaços vazios entre as chapas e o terreno escavado foram preenchidos com injeção de argamassa (argila, cimento e água), de forma a impedir o fluxo de água na interface chapa metálica-terreno. A Figura 11 apresenta o procedimento de injeção de argamassa.



Figura 11 - Injeção de argamassa. Fonte: autor.

2.5 OCORRÊNCIA DE INSTABILIZAÇÃO DO SOLO E CONTRAMEDIDAS

Coelho (2014) retrata que a instabilização em solo correção é um escorregamento de solo que para quando o talude formado pelo material atinge o seu ângulo de atrito, sendo, portanto, um mecanismo local. Prova disto é o tamanho do núcleo de areia necessário para equilibrar o mecanismo que independe da altura da cobertura, mostrando que as tensões distantes da face não a influenciam, segundo Maffei e Murakami (2011).

Na escavação de um túnel em um maciço previamente estabilizado, submetido a um estado inicial de tensões, a escavação do solo existente significa a eliminação das tensões existentes no interior da área escavada. A remoção é respondida por um rearranjo do estado de tensões, que atinge uma situação de equilíbrio. Se o maciço for um solo/rocha de boa qualidade o equilíbrio é atingido sem a adoção de um sistema auxiliar de suporte, classificado como um maciço autoportante. Caso contrário é necessário de dispor de um sistema de suporte e ou melhoramento das condições do maciço Conforme Rocha apud França (2006).

Durante o processo de escavações nas frentes de serviço ocorreram carregamento de material devido o tipo de solo da geologia local. Figura 12 mostra o efeito "piping" ocorrido.



Figura 12 - Carreamento do solo "piping" entre os PV 57 e 58 (Parte Superior).
 Fonte: autor.

Maffei e Murakami (2011) também afirmam que os mecanismos nos suportes dos túneis ocorrem quando a solicitação da estrutura ultrapassa os seus limites de resistência, por carregamentos excessivos ou por execução de suportes deficientes. Carregamentos excessivos podem ser provocados por comportamentos imprevistos do maciço, ou por deformações impostas resultantes da alteração do estado de equilíbrio do conjunto maciço-estrutura provocada pela escavação.

Segundo Back et al. (2008), a seleção de soluções ocorre durante todas as fases de desenvolvimento. Entretanto, é na fase final do projeto conceitual que essa atividade se torna mais abrangente visando identificar a melhor concepção dentre as alternativas selecionadas. Porém, em situações adversas, é durante a fase de construção que se demandará ajuste de solução construtiva.

Como resultado do carreamento de material e dificuldades nas escavações nas frentes de serviços, tornou-se necessário adotar sistema complementar de escavação. Em primeiro momento optou-se pela técnica *jet grouting* para estabilização do maciço na vertical e horizontal. Rodrigues (2018) descreve que o *jet grouting* é uma técnica de melhoramento das características geotécnicas dos solos, realizada diretamente no interior do terreno, em que envolve a erosão da estrutura natural do solo, através de injeções de calda de cimento, ar e/ou água, a elevadas pressões e velocidades. A calda de cimento penetra nos espaços vazios resultantes e mistura-se com o solo, formando colunas de solo-cimento, com melhores características mecânicas e de menor permeabilidade. O processo executivo da técnica de *jet grouting* envolve basicamente três etapas distintas, que estão representadas pelas Figura 13, Figura 14 e Figura 15.

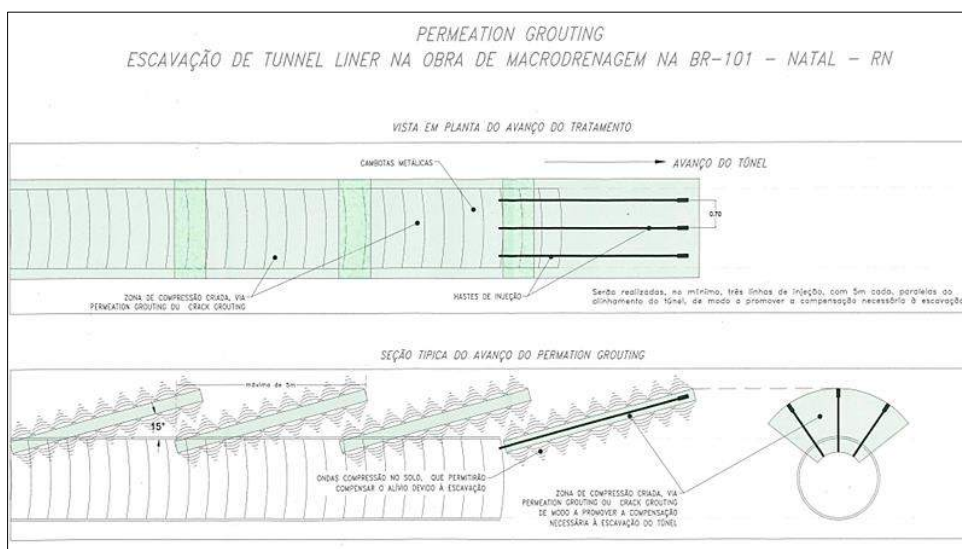


Figura 13 - Aplicação *Jet Grouting*. Fonte: autor.



Figura 14 - Aplicação *Jet Grouting* - Tunnel (Horizontal). Fonte: autor.



Figura 15 - Aplicação *Jet Grouting* (Vertical). Fonte: autor.

Apesar da técnica de consolidação dos solos com *Jet Grouting* bastante aplicada em obras, não foi bem-sucedida na geologia local, sendo necessária a utilização de outra metodologia. A segunda técnica aplicada para consolidação do maciço para escavação frente ao *Tunnel Liner* foi o método do Tubo Tracionado, que qual foi bem adaptada até a final total da execução do *Tunnel Liner*.

Para realizar o tracionamento dos tubos foram realizados o aumento do diâmetro dos poços de visita para 5m, acomodando a máquina em seu interior, sendo mantida a profundidade e a extensão do túnel conforme projeto. Após executado o furo piloto com auxílio de Perfuratriz Horizontal Direcional – HDD foi mantido a declividade e o alinhamento, sendo usado rastreador com sonda de grande sensibilidade. Logo após o furo piloto atingir a outra extremidade, as hastes de perfuração foram substituídas por haste de tracionamento, realizando a instalação da máquina hidráulica cravadora. Essa máquina, composta de dois pistões hidráulicos instalados em uma mesa metálica horizontal, é acionada por uma unidade hidráulica e posicionada no Poço de Visita na declividade ou alinhamento do tubo a ser tracionado.

A cravação se dá com movimentos horizontais dos pistões hidráulicos, tracionando as hastes metálicas, que são barras maciças de aço carbono SAE-1045 temperadas com diâmetro de 64mm e comprimento de 1,00 m. O tubo arrastado é tracionado através da cabeça do tubo que é reforçada com sobre chapa (chapa de reforço) e suporte (cruzeta) de espessura de 2" x 200mm soldado na vertical do tubo a ser tracionado. O solo foi removido do interior do tubo e o processo foi executado simultaneamente e sucessivamente, um tubo após o outro. As Figura 16 e Figura 17 apresentam a execução do tubo tracionado.



Figura 16 - Execução do Tubo Tracionado (Jusante). Fonte: autor.



Figura 17 - Execução do Tubo Tracionado (Jusante). Fonte: autor.

2.6 REVESTIMENTO INTERNO

Após a conclusão dos trabalhos de escavação e revestimento, foi implementado um berço de concreto no piso dos túneis, garantido ao sistema de drenagem uma melhor operação, em função da redução de perdas de carga, bem como uma maior durabilidade à instalação.

Além desse operacional, o revestimento em concreto, mesmo que em parte do perímetro, atuará para evitar o desgaste precoce, reduzir manutenção e aumentar a vida útil do conjunto, sendo que esse revestimento do 'perímetro molhado' pode ser feito tanto em concreto moldado quanto em concreto projetado, conforme Naresi (2015). A Figura 18 apresenta o berço de concreto sendo aplicado.



Figura 18 - Execução do berço de concreto. Fonte: autor.

3 CONCLUSÃO

Embora a execução de obras subterrâneas de pequeno diâmetro por meio de *Tunnel Liner* seja bastante difundida nos meios técnico e acadêmico, mostra-se por meio deste trabalho que as condições geotécnicas adversas no meio subterrâneo podem impactar diretamente obras de menor porte.

Entretanto, a versatilidade dessa metodologia construtiva permitiu realizar as atividades complementares de estabilização e avanço da escavação, permitindo assim a conclusão dos trabalhos a contento.

Para a implementação de drenagem em obras de rodovias, por vezes as extensões diminutas, ou a distância de grandes centros, podem inviabilizar a utilização de sistemas mecanizados de Mini-TBMs (*Tunnel Boring Machines*), situação em que os tradicionais *Tunnel Liners* se mostram como a solução a ser empregada, pela praticidade adaptabilidade.

Por fim, destaca-se que as investigações geológica-geotécnicas de campo, previamente à elaboração do projeto das escavações de pequeno diâmetro, não podem ser negligenciadas. É necessário a devida caracterização do maciço, para garantir uma escavação com continuidade e segurança, evitando percalços e necessidade de adaptação de metodologia em fase de obras, fato esse que tende a postergar a conclusão dos trabalhos.

REFERÊNCIAS

- [1] BACK, N. **Projeto Integrado de Produtos: Planejamento, Concepção e Modelagem**. Ed. Manole, Barueri, 2008.
Disponível em:
<https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2594535/mod_resource/content/1/Projeto%20Integrado%20de%20Produtos%20-%20Pref%C3%A1cio.pdf>. Acesso em: 31/10/2019.
- [2] COELHO, A. M. **Gerenciamento de riscos geotécnicos em obras subterrâneas de túneis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, 2014. 144 f.
- [3] FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis: Análise Numérica Tridimensional com Modelos ElastoPlásticos**. 2006. 206 f. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. Disponível em:
<<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-08122006-151549/publico/DissertacaoPedro.pdf>>. Acesso em: 31/10/2019.
- [4] MAFFEI, C.; MURAKAMI, C. **A observação de Mecanismos de colapso no acompanhamento técnico de túneis em solo**, 2011 - Disponível em: pt.scribd.com/doc/55508677/colapsoato-tuneissolo. Acesso em: 20/09/2019.
- [5] NARESI, L. A. **Tunnel Liner - Execução e Problemas Típicos**. Sites Google. Disponível em:
<<https://sites.google.com/site/lanjconsultoria/75-tunnel-liner---execucao-e-problemas-tipicos>>.
- [6] ORTIGÃO, J.A.R. (1995). **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S. A., 1995.
- [7] PAIVA, A. R. **Escavação de Túneis de Pequenas Dimensões em Áreas Urbanizadas: Tunnel Liner e Pipe Jacking**. Trabalho de conclusão de curso - Curso de Engenharia Civil da Universidade de Anhembi Morumbi, 2011. Disponível em:
<<https://docplayer.com.br/17938766-Escavacao-de-tuneis-de-pequenas-dimensoes-em-areas-urbanizadas-tunnel-linere-pipe-jacking.html>>. Acesso em: 31/10/2019.
- [8] RODRIGUES, A.R.D. **Técnicas de Injeção. Jet Grouting, Aplicações e Regras de Dimensionamento, 2018** - Disponível em:
<https://iconline.ipleiria.pt/bitstream/10400.8/3854/1/%5B2141546%5D%20Andrea%20Rodrigues-%20Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>. Acesso em: 20/09/2019.
- [9] Serviço Social da Indústria. **Manual de segurança e saúde no trabalho para escavação na indústria da construção / Serviço Social da Indústria – Brasília: SESI/DN, 2019**. Disponível em: <https://bucket-gw-cni-static-cmssi.s3.amazonaws.com/media/filer_public/03/ed/03ed6c9f-af16-4cf8-a7f8-8af8c2e0d3d4/manual_de_sst_para_escavacao_na_industria_da_construcao.pdf>. Acesso em: 31/10/2019.
- [10] VASCONSELOS, M. B. **Análise integrada dos efeitos da expansão urbana das águas subterrâneas como suporte a gestão dos recursos hídricos da zona norte de Natal – RN**. Dissertação (Tese de Doutorado) Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2010.150f.

STUDY ON BURSTING AND CONTACT STRESSES IN TUNNEL LINING SEGMENTS SUBJECTED TO HIGH LOCALIZED COMPRESSIVE LOADS: A REVIEW AND MODEL COMPARISON

Tiago Haddad Marum

Vitor Schwenck Franco Maciel

Ricardo Nunhez da Silva

Paulo Vitor Calmon Nogueira da Gama

Alfredo Gay Neto

Luís Antônio Guimarães Bitencourt Júnior

Antonio Domingues de Figueiredo

Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil

Marco Aurelio Abreu Peixoto da Silva

Andrade Gutierrez Engenharia S.A.

Abstract: Longitudinal cracks are frequent and cause severe damages in Tunnel Boring Machine (TBM) constructed tunnels. The cracks often appear in the thrust phase, as a result of uneven support and load conditions. In order to excavate the soil and advance, TBM-hydraulic jacks apply high concentrated loads in the last installed ring, which acts as a reaction frame. It generates bursting stresses in the precast segments, which may cause such longitudinal cracks. Concerning the design, finite element models and strut-and-tie models have been proposed to simulate the jack thrust of a TBM. The problem of concrete elements subjected to high compressive loads requires for the investigation of important aspects concerning the contact stresses that occur in the region where the concentrated load is being applied. In this work, a comparison between hierarchically different numerical models is performed, and they are also compared with analytical formulations proposed in the literature. Some possible hotspots for crack initiation are discussed, such as the ability of each model on predicting it.

1 INTRODUCTION

Urban mobility problems have been growing in big centers whereas collective underground transportation has gained a bigger role in metropolis scenario. The expansion of the subway system is a good alternative to soften the problems in the road mesh. The Tunnel Boring Machines (TBMs) construction technique has proven to be effective and socially acceptable, especially in challenging environments like soft grounds [1] and its use can be adapted depending on geological and hydrological conditions [2]. The machine excavates and assemble precast concrete segments to form the lining. In order to advance, the last installed ring work as a reaction frame receiving the load applied for the TBM to perform the excavation. The precast segments must be designed to withstand transitional loads in construction stages such as demolding, stocking, transportation, handling and thrust phase. The thrust phase can be associated to the most frequent and severe damages observed in practice, as studied in Sugimoto [3]. The major segment damages are cracks in the longitudinal direction of the tunnel and chipping of the segment corner. The latter is a result of contact deficiency on longitudinal joints and/or mishandling during installation (more details can be found in [4]). The longitudinal cracks can be related to the high compression loads applied by the thrust jacks and the support conditions of the segments [5]. Figure 1 shows cracks formed due to uneven support.

Locally under the pads of the jacks compressive bearing stresses (in which elastic compression

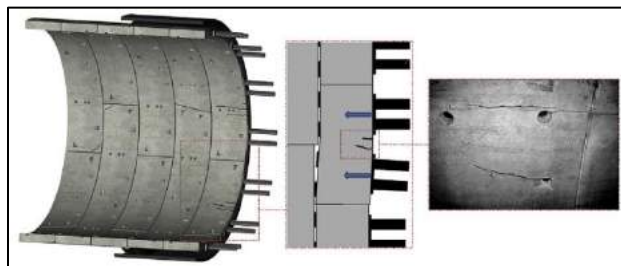


Figure 1 - Longitudinal cracks due to contact imperfections (CAVALARO *et al.* [5])

trajectories are represented as blue lines in Figure 2(a)) appear and spread over the entire cross section (Figure 2(b)). The stress pattern at the base of the segments depends on the relation between the segment height and the length of the transfer zone (or disturbance region). In order to internally balance compression trajectories, tensile stresses (represented as red lines in Figure 2(a)) occur leading to bursting and spalling stresses [6]. The latter are responsible for secondary cracks formed as a result of the convex-deformed geometry. Bursting stresses occur in the transverse direction of the applied load causing the main axial cracks observed. Figure 3 presents the resultant state of stress depending on thrust jacks' configuration.

Due to the brittle behavior of concrete, especially in tension, the precast segments are reinforced to

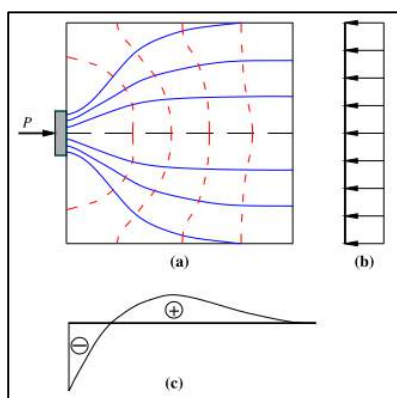


Figure 2 - Stress distributions in elements subjected to concentrated loads. (a) Principal stress trajectories, (b) normal stress distribution, (c) transverse stress distribution (HE [7])

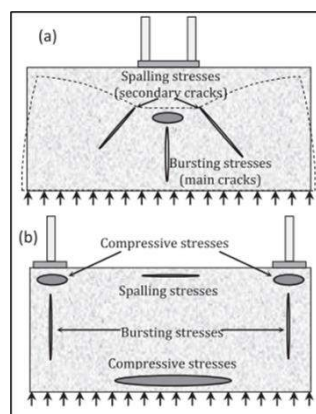


Figure 3 - General stress patterns on concrete elements in different thrust jacks configurations (a) German, (b) Japanese and French Systems (LIAO *et al.* [17])

withstand the tensile stresses. Experimental tests aiming to reproduce the thrust phase conditions can be generally divided in terms of sample dimensions: large and small-scale experiments. Some large-scale tests can be found in the literature [8][9][10][11][12][13][14]. Small-scale experiments can also be found in the literature [15][16][17][18].

Besides the experimental campaigns found in literature to study the bursting phenomena, several analytical models, as the strut-and-ties models, were proposed to predict bursting forces in concretes subjected to concentrated loads. In most of them, the geometry of the blocks considers height enough to, at least, equal to the disturbance length, resulting in a uniform compressive stress pattern at the base of the blocks.

E. Morsch [19] proposed a model in which the compressive stress trajectories are simplified in a symmetric bilinear stress path. From the applied load node, an oblique strut is designed taking in account an approximation of the angle performed by the compressive stress trajectory (Figure 4). The tie, on the other hand, is in the center of the disturbance length, where a resultant bursting force is located. Through

the imposition of equilibrium, an analytical equation for the force is obtained as a function of the applied load and the ratio between the load application area and the cross-section's area

F. Leonhardt and E. Moning [20] proposed a different way to calculate the bursting force: Under the loading area, the transverse tensile stresses diagram along a centered vertical axis is drawn and an equation for the bursting force is proposed.

The resultant equations for E. Morsch's [19] and Leonhardt and Moning's [20] studies are, respectively:

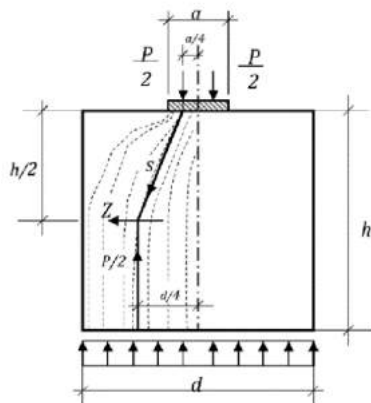


Figure 4 - E. Morsch's Strut-and-tie model

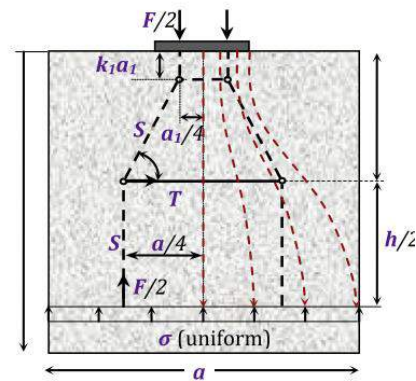


Figure 5 - Liao *et al.*, Strut-and-tie model for short blocks

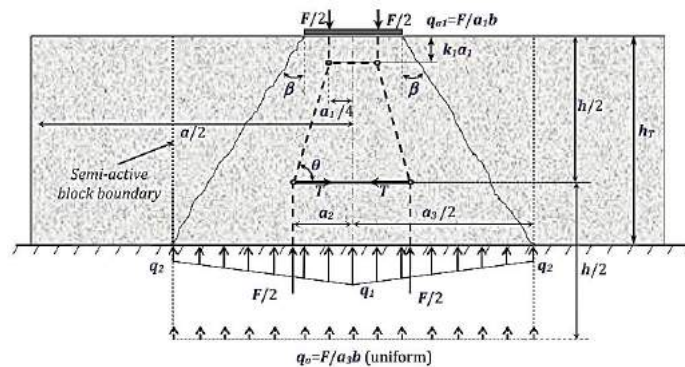


Figure 6 - Liao *et al.*, Strut-and-tie model for long blocks

$$Z = 0.25P \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (1)$$

$$Z = 0.30P \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (2)$$

It can be noticed that, even though through different methods, Leonhardt and Moning's solution can be represented by a modified strut-and-tie model.

More recently, Liao et al [17] proposed a similar structure whose dimensions are calibrated through experimental observations. This study differentiates short and long blocks, taking in account the boundary conditions and the non-uniform distribution of compressive stress pattern in the base of the long blocks. Both models proposed can be seen in Figures 5 and 6. It's also relevant to mention one of the main hypotheses of Liao's models, in which the force to start the bursting cracks (in his notation F_{cr}) is independent of the reinforcement present in the block.

In this sense, the analytical models exposed can be adequate to identify bursting forces for both plain and reinforced concretes. Also, Iyengar [21] proposed an analytical model using two-dimensional elastic

theory in order to predict the bursting stress distribution in the critical areas. One of the analytical solutions obtained by his work can be seen in Figure 7.

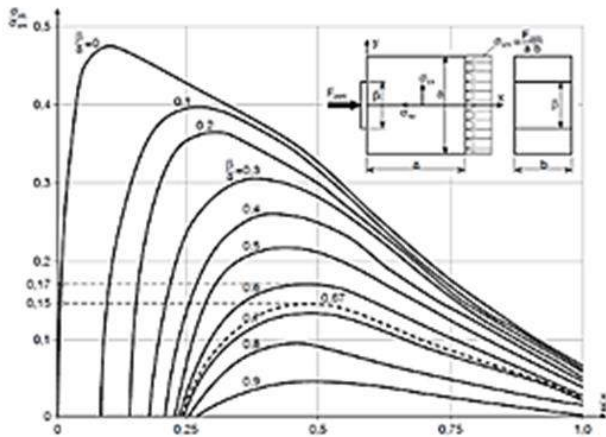


Figure 7 - IYENGAR'S solution for loading relative areas

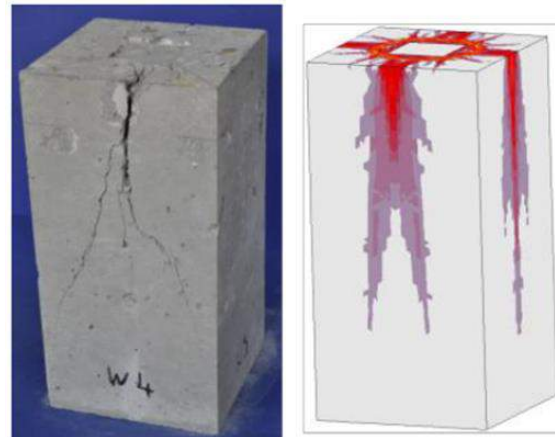


Figure 8 - Breitenbucher *et al.*, [15] comparison between experimental and numerical results

Concomitantly, numerical models based on finite elements formulation have been used as an alternative way to improve bursting study and to provide more accurate predictions. Some of these models can be seen in Breithenbucher *et al.* [15] (Figure 8), Jamshidi Avanaki *et al.* [22] and Boye *et al.* [23]. The latter studied an improvement in elastic solutions for bursting forces taking in account some non-linearities observed at low width ratios. For centered loads (i.e., null eccentricity), his solution can be written as:

$$Z = 0.235P \left(1 - \frac{a}{d}\right) + 0.061P \left[\left(1 - \frac{a}{d}\right)^6\right] \quad (3)$$

As for the contact stresses that occur in the region where the concentrated load is being applied, Johnson [24] proposed an analytical formulation for a rigid flat punch considering each body as a semi-infinite elastic solid. A conforming contact is adopted with the assumption of a frictionless punch. In this case, the pressure distribution under the loading pad can be evaluated by Equation (4) as can be seen in Figure 9.

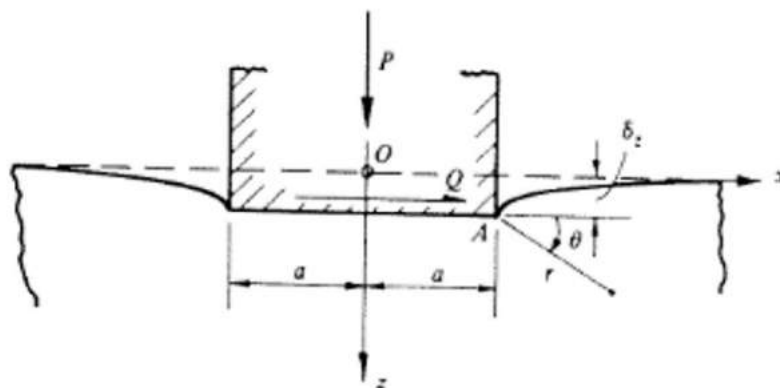


Figure 9 - Geometric definition for the rigid flat punch (JOHNSON [24])

$$p(x) = \frac{P}{\pi(a^2 - x^2)^{1/2}} \quad (4)$$

In the present work, a comparison between hierarchically different numerical models is made. Firstly, a linear elastic FEM model is proposed. Then, plasticity is introduced in the model by considering a perfect elastoplastic constitutive behavior. Lastly, the concrete's response under tension is modeled with a continuum damage approach combined with plasticity for compressive stresses. In the latter, the CDP Model, provided by Abaqus®, is used. These models are also compared to the analytical formulations exposed.

2 MATHEMATICAL AND NUMERICAL MODELS

The schematic sketch containing all geometrical and physical parameters and the boundary conditions (in red) used to compare both analytical and numerical models is shown in Figure 10. Very rigid structures were used both for applying the load and serving as a support for the concrete block in the numerical models, in order to avoid numerical stress concentrations. Tables 1 and 2 summarize all parameters used in each simulation.

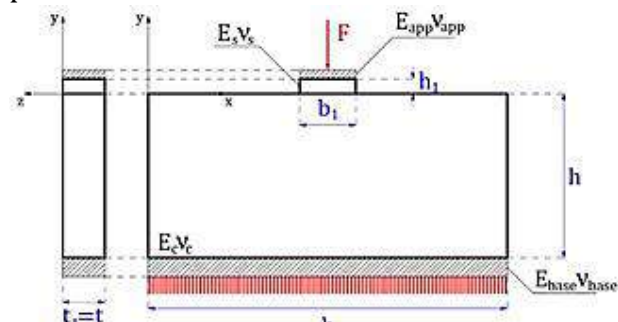


Figure 10 - Geomtrical and physical parameters and boundary conditions

Table 1 - Geometry parameters

(mm)	b	b1	h	h1	t	t1
Block1	400	150	300	50	150	150
Block2	400	150	600	50	150	150
Block3	400	150	2400	50	150	150

Table 2 - Material parameters

Parameter	Value	Unit
Ec	37019,35	MPa
Es	210000	MPa
Ebase=Eapp	1,00E+09	MPa
Vc	0,2	—
Vs	0,3	—
Vbase=Vapp	0,3	—

A FEM model was developed for blocks with different geometries (Blocks 1,2 and 3) (Table 3) using a linear-elastic constitutive relation. As for the elements' type, the Constant Strain Triangle (CST) was adopted. This choice is related to the fact that this type of element can conveniently adapt themselves to any possible geometry alteration intended. The density of the mesh generated is done by imposing that, in each contour line, an element is inserted at each 10 mm. The mesh used is shown in Figure 11. The concentrated applied force in the rigid element is, for all simulations, 725 kN.

A perfect elastoplastic model is simulated in the commercial software Abaqus® only with Block's 3 geometry, in order to analyze the effect of possible plastic strains in the contact area in overall response.

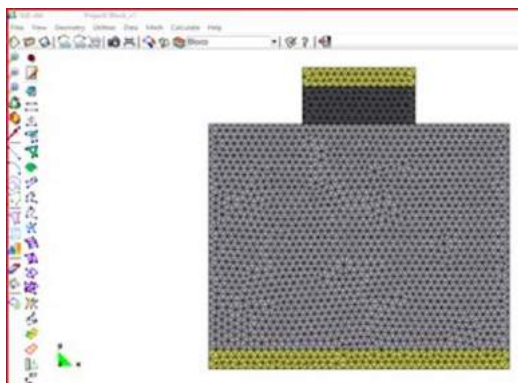


Figure 11 - Mesh used in elastic fem model simulations

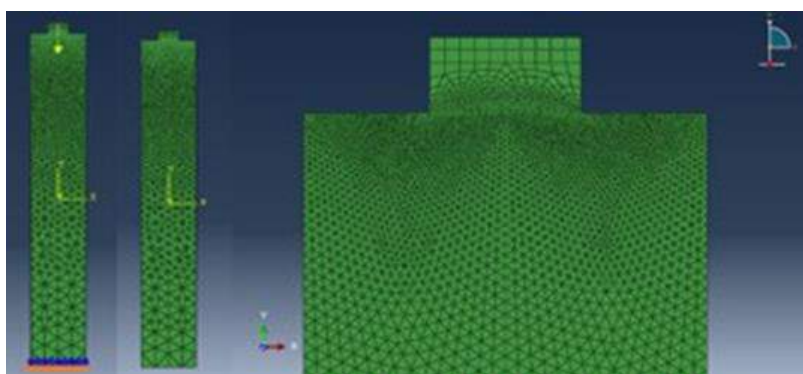


Figure 12 - Minimum principal stresses for the perfect-elastoplastic fem model.

The mesh used was graded in a way to produce more precise results near the contact surface and in the central line, where bursting is more relevant, and this mesh is shown in Figure 12. The constitutive model utilized possesses a yield stress of 40 MPa and, as for the yield strain, 0%, in order to associate the occurrence of yielding only when that specific stress value is achieved.

The CDP model is characterized by the compressive and tensile strengths and strains ($f_c = 40\text{MPa}$, $f_t = 4.33\text{MPa}$, $\epsilon_c = 0$, $\epsilon_t = 0$, respectively), the eccentricity of the flow surface ($\epsilon = 0.01$), the dilatancy angle ($\Psi = 30^\circ$) and the ratio between tension and compression second invariants ($K_c = 0.667$). The same schematic setup given by Figure 12 was used, only changing the material's constitutive behavior.

2.1 RESULTS AND DISCUSSION

Initially, in order to check the qualitative general stress flow by means of elastic tensile and compressive stress trajectories, Block 3 was simulated and maximum and minimum principal stresses were plotted and compared to the analytical expected pattern, as shown in Figure 13.

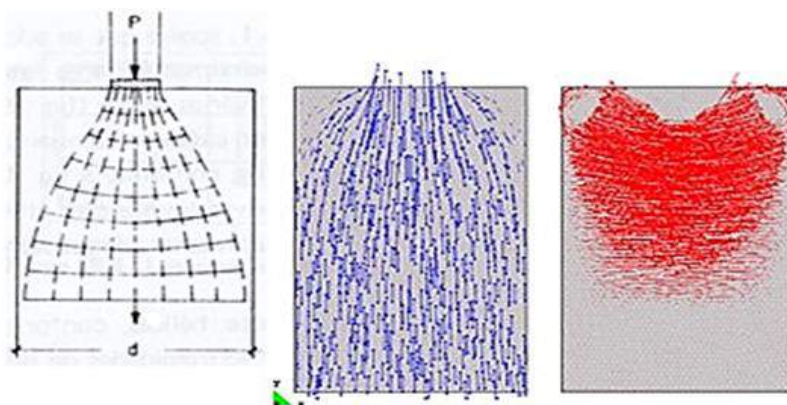


Figure 13 - Minimum and maximum principal stresses for the elastic fem model

As it can be seen, the model was able to reproduce the stress spreading phenomena that occurs when concrete elements are subjected to punching loads.

The same qualitative behavior was analyzed for the model with plasticity, and the results are shown in Figure 14 and Figure 15.

As it can be seen, the model also captured the same stress spreading as observed in the literature (Figure 2a).

Results for the concrete damaged plasticity model showed a different stress flow in the final configuration (Figure 16). That can be attributed to the evolution of tensile damage variable along the loading history.

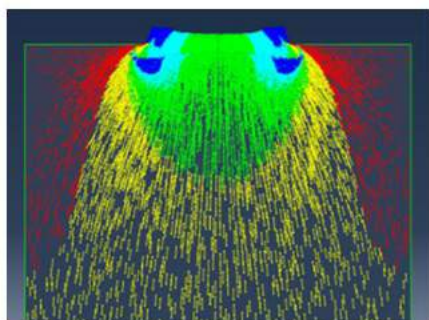


Figure 14: Minimum principal stresses for the perfect-elastoplastic Fem model

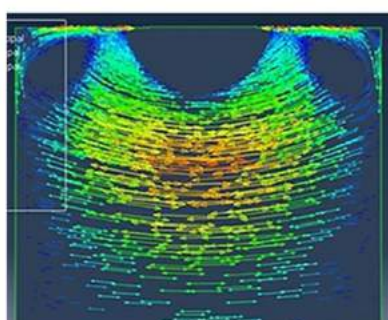


Figure 15: Maximum principal stresses for the perfect-elastoplastic Fem model

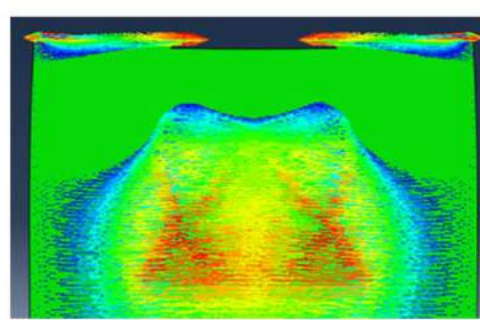


Figure 16: Maximum principal stresses for the CDP Fem model

To analyze the bursting stresses, σ_{xx} diagram was constructed along the central vertical axis of each elastic block, and the results are indicated in Figure 17.

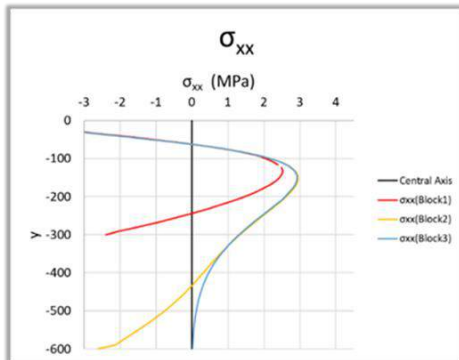


Figure 17 - Bursting stresses along Y-axis

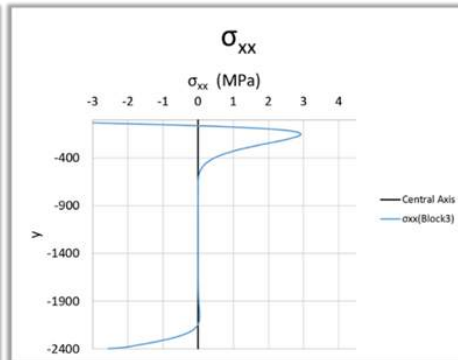


Figure 18 - Bursting stresses for Block3 in elastic Fem model

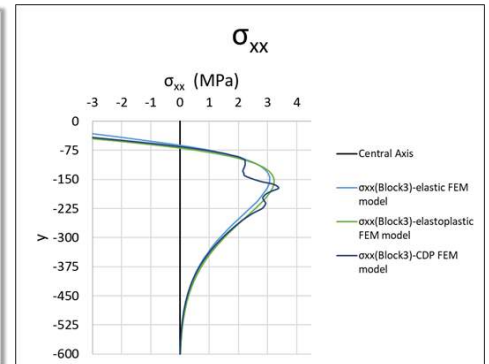


Figure 19 - Bursting stresses in Block3 for Fem models

Block3 was the only one in which the transverse stress qualitative behavior resembles the expected one (Figure2c). For Blocks 1 and 2, this behavior did not occur due to the elements' aspect ratio, which implies in intersecting disturbance zones.

Figure 18 shows that, in Block3, this superposition does not occur, leading to the existence of a "B" zone (a zone where Bernoulli's hypothesis of a linear strain distribution along the cross section is valid) in which the bursting stresses tend to zero.

To compare the responses of the FEM models, the bursting stress distribution along the central line is exposed in Figure 19. As it can be seen, the distribution is similar for the linear elastic and perfect elastoplastic cases, and are qualitatively in agreement with the expected curve. However, for the model with damage combined with plasticity the curve's aspect is significantly different, due to the aforementioned reasons. The positions where the maximum bursting stresses occur and Iyengar's analytical prediction are shown in Table 3. As can be seen, as the models' hierarchy increases, the further away the position of the peak stress is from the loading.

Table 3 - Position of maximum bursting stresses

Position of peak stress	
Iyengar (1962)	0,33b
Linear Elastic FEM Model (Block3)	0,36b
Perfect Elastoplastic Fem Model (Block3)	0,37b
Concrete Damage Plasticity Model (Block3)	0,43b

For the longitudinal stresses, as mentioned, it is expected that its distribution tends to become uniform after the disturbed length.

To verify this behavior in the elastic FEM model, σ_{yy} was analyzed in several cross sections along the block's height for the Blocks 2 and 3.

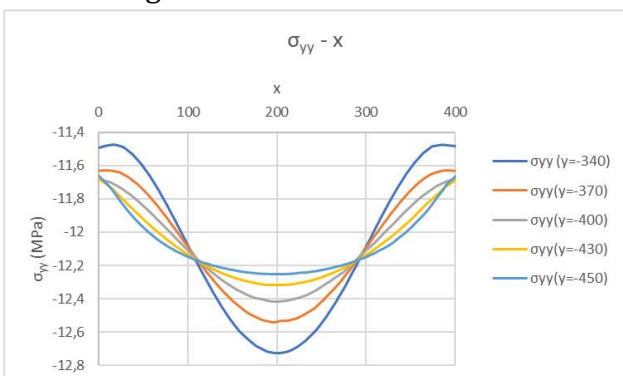


Figure 20 - Longitudinal stress for different cross sections in Block2

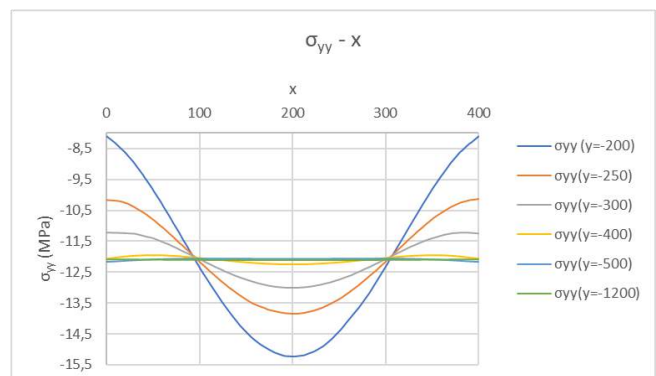


Figure 21 - Longitudinal stress for different cross sections in Block3

For the Block2, in which the height is equal to 1.5 times its disturbance length, it was observed that there is no “B” zone given that the base also has its disturbance effect. In this case a superposition of “disturbed zones” was observed, leading to the aspect seen in Figure 20. The height of each cross sections is indicated in its legend.

It can be noticed that, the further away from the loading a cross section is, the more uniform the distribution along the block’s length tends to become. However, a constant stress distribution is never achieved due to this superposition of disturbance zones.

For the Block3 (Figure 21), in which its height is 6 times the disturbance length, a uniform distribution is achieved along x axis. The expected value for the uniform stress distribution is $\sigma_o = F / (b \cdot t) = -12.08$ MPa. The punching phenomena, as studied in Johnson [24], can generate stress peaks on the contour of the load applying area, depending on the relation between that area and the cross-section’s area. Such stress concentration was observed in the simulations. The longitudinal stress σ_{yy} was analyzed along the upper edge of the concrete block and those peaks can be observed in Figure 22.

Firstly, the stress peaks are smaller in the model with perfect plasticity. For that model, the values observed are slightly higher than 40 MPa, which is the compressive strength adopted.

Secondly, it can be seen that the existence of yielded regions for the higher hierarchical models, in the edges of the applying area, intensify compression under it. Such intensification can possibly explain the slightly higher bursting stress peak observed in these models, shown in Figures 23 and 24. The analytical solution (Equation (4)) showed the lower compressive distribution under the loading pad. Finally, while in the elastic model, the regions that are adjacent to the loading area still present some compressive stresses, the same cannot be said for the others models (Figure 22). In those it is observed that, because such edges yield, the adjacent exterior regions present no compression at all. Figure 23 and 24 shows these yielded regions.

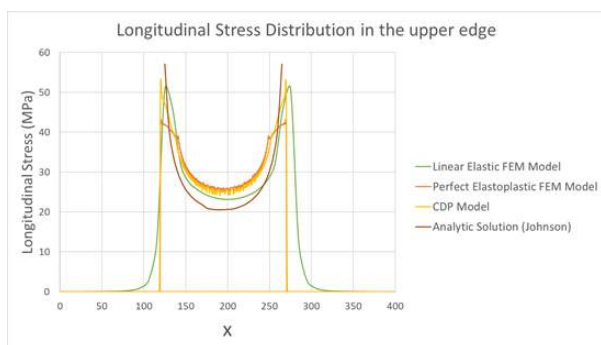


Figure 22 - Longitudinal stress along the upper for the FEM models

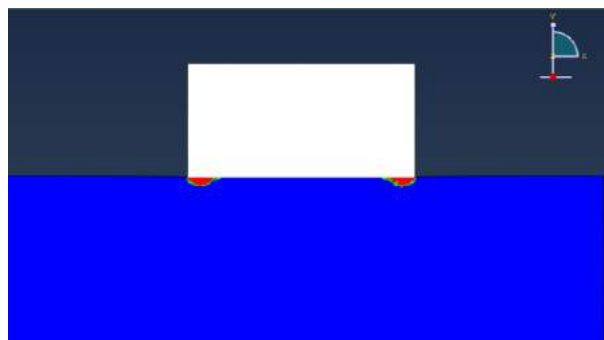


Figure 23 - Yielded regions under the loading areas (elastoplastic FEM model)

The geometrical configuration of these damaged zones is presented in Figure 25.

Liao *et al.* [17] proposed an experimental campaign with concrete blocks with the same dimensions of the Block1 and observed an experimental angle $\alpha = 63^\circ$ (C.V.=2.2%) and a wedge’s height of,

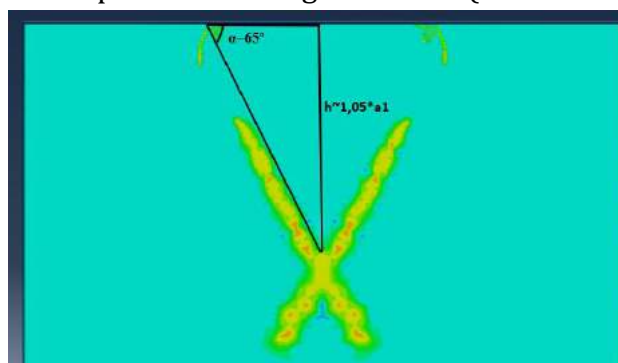


Figure 25 - Geometrical configuration of Yielding in the CDP model

approximately, the applying length, $a_1=150\text{mm}$. The results of the CDP model are consistent with experimental ones, showing the model's capacity to reproduce failure in these structures.

As for the maximum bursting stresses, Figure 26 shows a comparison between results from literature (Iyengar [21]), uniaxial tensile strength and the FEM models. It can be seen that, as the model's complexity increases, the closer the maximum bursting stress is to the uniaxial tensile strength.

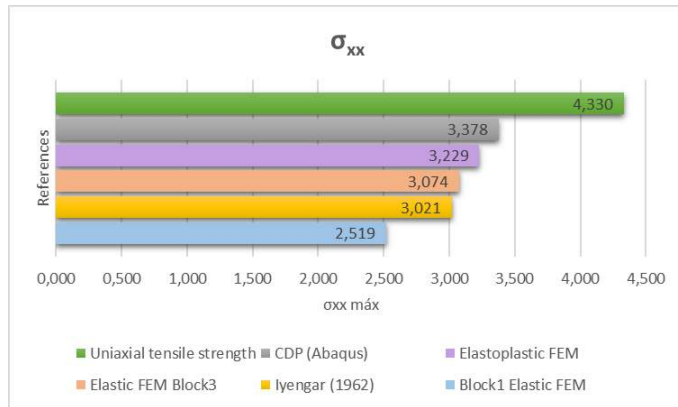


Figure 26 - Comparison between maximum bursting stresses

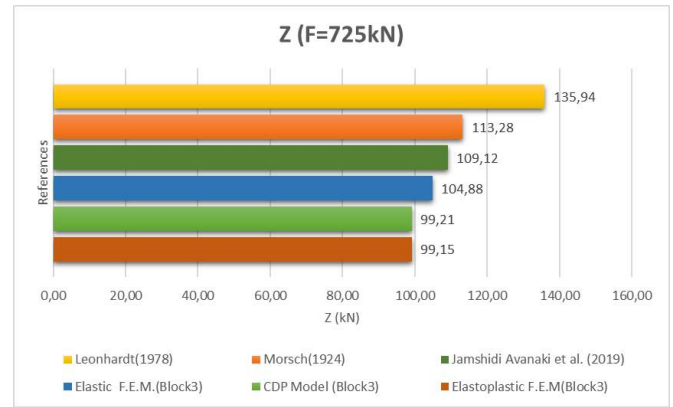


Figure 27 - Comparison between maximum bursting forces

Now, as for the maximum bursting forces, a comparison is also made and is shown in Figure 27. The strut-and-tie models and the Jamshidi Avanaki's prediction provide a super estimation for the bursting forces in comparison to the numerical FEM models, and thus they can be reliable designing guidelines. Even though the bursting stress peaks increases with the models' hierarchy, Figure 27 shows that the resulting bursting force, i.e., the integral of bursting stress along the central line, actually decreases with it. Also, the resulting bursting forces for the elastoplastic and the CDP models were very close.

3 CONCLUSIONS

From the discussion involving numerical and analytical models, it can be said that the FEM models were able to reproduce the essential qualitative behaviors of concrete subjected to high localized compression loads. Furthermore, the models with plasticity revealed interesting aspects concerning the stress concentration in the contact area, showing that, in this local analysis, plasticity effects do play a role. Plasticity also affected the general prediction for the maximum bursting stress.

It was also shown that both strut-and-tie models are very useful tools for reinforcements locations and design, giving a super estimation of the bursting forces when compared to the numerical models.

REFERENCES

- [1] G. A. LANCE, "The risk to third parties from bored tunnelling in soft ground", Heal. Saf. Exec. 2006, 2006.
- [2] K. BÄPPLER, "New developments in TBM tunnelling for changing grounds", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 57, p. 18–26, 2016.
- [3] M. SUGIMOTO, "Causes of Shield Segment Damages During Construction", Int. Symp. Undergr. Excav. Tunn., no February, p. 67–74, 2006.
- [4] S. H. P. CAVALARO, C. B. M. BLOM, J. C. WALRAVEN, e A. AGUADO, "Structural analysis of contact deficiencies in segmented lining", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 26, no 6, p. 734–749, 2011.
- [5] S. H. P. CAVALARO, C. B. M. BLOM, J. C. WALVAREN, e A. AGUADO, "Formation and accumulation of contact deficiencies in a tunnel segmented lining", Appl. Math. Model., vol. 36, no 9, p. 4422–4438, 2012.

- [6] R. G. A. de WAAL, "Steel fibre reinforced tunnel segments - for the application in shield driven tunnel linings", Delft, 2000.
- [7] Z.-Q. HE e Z. LIU, "Investigation of Bursting Forces in Anchorage Zones: Compression-Dispersion Models and Unified Design Equation", J. Bridg. Eng., vol. 16, no 6, p. 820–827, 2010.
- [8] R. GETTU, B. BARRAGÁN, T. GARCÍA, C. FERNANDEZ, e R. OLIVER, "Steel fiber reinforced concrete for the Barcelona metro line 9 tunnel lining", 6th Int. RILEM Symp. Fibre Reinf. Concr., no September, p. 141–156, 2004.
- [9] L. G. SORELLI e F. TOUTLEMONDE, "On the Design of Steel Fibre Reinforced Concrete Tunnel Lining Segments", 11th Int. Conf. Fract., no January 2014, 2005.
- [10] A. CARATELLI, A. MEDA, Z. RINALDI, e P. ROMUALDI, "Structural behaviour of precast tunnel segments in fiber reinforced concrete", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 26, no 2, p. 284–291, 2011.
- [11] A. CARATELLI, A. MEDA, e Z. RINALDI, "Design according to MC2010 of a fibre-reinforced concrete tunnel in Monte Lirio, Panama", Struct. Concr., vol. 13, no 3, p. 166–173, 2012.
- [12] A. CONFORTI, G. TIBERTI, G. A. PLIZZARI, A. CARATELLI, e A. MEDA, "Precast tunnel segments reinforced by macro-synthetic fibers", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 63, p. 1–11, 2017.
- [13] G. MENG, B. GAO, J. ZHOU, G. CAO, e Q. ZHANG, "Experimental investigation of the mechanical behavior of the steel fiber reinforced concrete tunnel segment", Constr. Build. Mater., vol. 126, p. 98–107, 2016.
- [14] A. MEDA, Z. RINALDI, S. SPAGNUOLO, B. DE RIVAZ, e N. GIAMUNDO, "Hybrid precast tunnel segments in fiber reinforced concrete with glass fiber reinforced bars", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 86, no January, p. 100–112, 2019.
- [15] R. BREITENBÜCHER, G. MESCHKE, F. SONG, M. HOFMAN, e Y. ZHAN, "Experimental and numerical study on the load-bearing behaviour of steel fibre reinforced concrete for precast tunnel lining segments under concentrated loads.", FRC 2014 Jt. ACI-fib Int. Work. Fibre Reinf. Concr. Appl., no December, p. 417–429, 2014.
- [16] G. TIBERTI, A. CONFORTI, e G. A. PLIZZARI, "Precast segments under TBM hydraulic jacks: Experimental investigation on the local splitting behavior", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 50, p. 438–450, 2015.
- [17] L. LIAO, A. DE LA FUENTE, S. CAVALARO, A. AGUADO, e G. CARBONARI, "Experimental and analytical study of concrete blocks subjected to concentrated loads with an application to TBM-constructed tunnels", Tunn. Undergr. Sp. Technol., vol. 49, p. 295–306, 2015.
- [18] A. CONFORTI, G. TIBERTI, e G. A. PLIZZARI, "Combined effect of high concentrated loads exerted by TBM hydraulic jacks", Mag. Concr. Res., vol. 68, no 21, p. 1122–1132, 2016.
- [19] E. MORSCH, "Über die Berchnung der Gelenkquader", Bet. u, 1924.
- [20] F. LEONHARDT e E. MONNING, "Lectures about reinforced concrete", Springer, 1973.
- [21] K. S. R. IYENGAR, "Two-dimensional theories of anchorage zone stresses in post-tensioned prestressed beams", J. Proc., vol. 59, no 10, p. 1443–1446, 1962.
- [22] M. JAMSHISI AVANAKI, "Effects of hybrid steel fiber reinforced composites on structural performance of segmental linings subjected to TBM jacks", Struct. Concr., no November 2018, p. 1–17, 2019.
- [23] B. A. BOVE, S. J. ABBEY, S. NGAMBI, e J. FONTE, "Development of improved models for estimation of bursting stresses in elements under high-concentrated load", Lat. Am. J. Solids Struct., vol. 16, no 1, p. 1–15, 2019.
- [24] K. JOHNSON, **Contact Mechanics**, 1o ed. Cambridge: Cambridge University Press, 1987.

TECHNICAL DETAILS OF SINGLE-SHELL NMT TUNNELS

N.R.Barton

NB&A, Oslo, Norway

E. Quadros

BGTech, São Paulo, Brazil

Abstract: Selected aspects of NMT are described in some detail. Tunnelling in jointed rock that may be clay-bearing and faulted is assumed, with a typical wide range of Q of at least 100 down to 0.01, or roughly $RMR = 80$ down to 20, but not needing double-shell NATM. Selected aspects to be discussed will be the three principle EDZ, two of them representing the load-bearing cylinder of rock where redistribution of principal stresses and joint deformation occurs, the third the disturbance due to blasting, which is much narrower. So-called 'plastic' behaviour via GSI, H-B, RS2 modelling is rejected since based on too many assumptions and complex page-wide equations. Case records suggest that combinations of bolting and fiber-reinforced shotcrete can provide stable tunnels at reasonable cost, but if some aspects are neglected, like under-dimensioned shotcrete thickness, lack of washing prior to shotcreting, and failure to record the presence of clay, then surprises can occur. Two important further conventions need to be adhered to. The Q -system based B+S(fr) reinforcement and support recommendation was never designed to accommodate or rely on lattice girders, which are far too 'soft' since unbolted and unevenly loaded. Single-shell Q -based tunnel design was also never intended to allow the passage of water at high velocities, such as 10 m/s river diversion compared to the case-record expected 2m/s of typical headrace and pressure tunnels. When rock mass quality is compromised by fracture zones, or if permeability is too high and inflow from the surrounding rock mass needs prevention for ensuring both dry in-tunnel and stable external environments, then systematic pre-injection may be demanded. Injection of suitable stable grouts at high pressure improves the rock mass quality Q , and over-design of unadjusted Q -based support is then apparent. P-wave velocities, and deformation moduli are also improved by pre-grouting, as verified in formal dam-site studies in Brazil and Iran. In reality millions of kilometers of grout holes beneath the world's largest dams are giving the same evidence. Suitable stable grouts with their extensional viscosity must not be disqualified with filter-pumps. High injection pressures are needed, but do not hold pressure when flow ceases. Wet shotcrete, leaking bolt holes, and the need for post-injection indicate failed technology, if the objective was to pre-inject in one round only and prevent environmental damage.

1 INTRODUCTION

The frequent assumption of those who feel they know best is that the Q -system only applies to typical hard jointed rocks. We actually make wider use of Q in NMT: the Norwegian Method of (single-shell) Tunnelling. The original case records included 50 different rock types in the initial two hundred or so cases analysed, with deliberate choice of challenging cases such as clay-bearing and sheared rock masses so that significant amounts of support were included. If a more limited range of application of Q had been suggested that would have been the result, since Q is an *a posteriori* empirical method.

Development of the Q -system has meant engagement in numerous tunnel and cavern projects in Norway and abroad since 1975, including experiences in water transfer tunnels, hydropower headrace and pressure tunnels in many countries. Significantly, the Q -system data base and applicability was greatly expanded in 1993, by Grimstad's incorporation of steel fiber reinforced shotcrete S(fr) and by the development of corrosion-protected sleeved (CT) bolts. Both have added to the reliability of B+S(fr) single-shell permanent support. The Q -system has been successfully used in rocks with UCS as low as 4

to 7MPa (significantly jointed chalk marl in shallower parts of the Channel Tunnel: Barton and Warren, 2019) and UCS up to at least 300MPa for some granites, gneisses and quartzites.

The economic advantages of single-shell tunnels for hydropower has made this form of water 'conveyance' very attractive in relation to more expensive concrete lined alternatives. There are tens of thousands of kilometres of single-shell or nominally 'unlined' tunnels, and all need sound design. This includes respect for moderate 1.5-2.5 m/s flow velocities. Q-based single-shell tunnels were never intended for 10m/s river diversion unless with full-profile S(fr). The advantages of single-shell caverns for storage, sports halls, hydropower, and metro stations are clear, and it is a source of great surprise when one sometimes observes contractors having to place 3D drainage fleece, 3D membrane and 3D shuttering for concrete inside the complex shapes of metro stations. It is also a source of surprise when the need for pre-injection is not respected in metro and other tunnels under clay-rich city-foundation sediments, and serious building and road settlement damage results. There are cases of 1 km and even 3 km distant damage to homes due to failure to pre-inject leaking tunnels (BARTON and QUADROS, 2019).

2 SOME BASICS ABOUT TUNNELS IN JOINTED ROCK

The authors, like many others in the last two decades, have been impressed (unfortunately negatively impressed) by all the colourful plots of 'plastic behaviour' in continuum modelling approximations, which has been a growing trend in rock 'engineering'. The problems start with the rock mass characterization being so crude with GSI and its limited RMR joint condition scale on one axis, and some five or six sketches of rock masses on the other axis (optimistically added to by later authors). This is followed by software-assisted application of page-wide Hoek-Brown equations for 'c' and 'φ' with both these strength components incorrectly assumed to be mobilized simultaneously.

We believe that the reality of rock mass response to tunnel and cavern excavation is much closer to what is illustrated below. Considering joint-and-block response is of course more time-consuming, and *also* approximate, but *mechanisms of relevance* can be understood, including the need for shotcrete support, bolt reinforcement (and how it is actually loaded), and perhaps the need for pre-injection. We need to consider and be able to model the excavation disturbed (and damaged) zone mechanisms, not the crude and incorrect 'plastic' zone assumptions. These have been proved in a formal court case to be grossly exaggerated in relation to the recorded behaviour of reality – a tunnel without 'plastic' zones. In the following, we have two excavation disturbed zones, and one damage zone. All can be compromised.

EDZ₁ - stress-redistribution in the solid rock surrounding and forming the tunnel in rock

EDZ₂ - deformation of the rock joints as a result of the stress-redistribution in this surrounding rock

EDZ₃ - dynamic shock-loading causing blast-induced cracking, loosening, enhanced local permeability

EDZ₄ - lack of pre-grouting causing deeper-seated damage as a result of the blasting, plus unnecessary and deeper-located joint shearing, sometimes including more over-break. Neglecting pre-grouting when needed, or performing it badly, potentially allows higher inflow than desired or allowed.

The first two EDZ mechanisms which are illustrated in Figure 1 are demonstrated in distinct element models of TBM modelling performed for a spiral access tunnel. These date from the 1990's work at NGI in consulting for UK Nirex. Drawdown and water flow in the joints can also be modelled as in Figure 2. Figure 3 shows the 62m span Olympic ice-hockey cavern which was supported with 10cm of steel-fibre reinforced shotcrete and permanent rock bolts of 6m length at 2.5m c/c. The twin-strand anchoring was in case of unstable wedges. The NGI team were given the task of checking the design for the owner. The site investigation, modelling, Q-logging and performance are described by Barton, By, Chryssanthakis, Tunbridge, Kristiansen, Løset, Bhasin, Westerdahl & Vik in Barton et al. (1994). MPBX showed maxima of 7 to 8mm deformation, as predicted by Chryssanthakis's UDEC-BB modelling. See input table, bottom-left in Figure 3.

Remembering the a posteriori origin of the Q-system it is wise for today's numerical modellers to think twice before proposing 'longer rock bolts' for Q-based design. Claims about deep 'plastic' zones when analysis methods are full of a priori assumptions and alarming page-wide opaque equations devoid of joint sets or clay fillings, inevitably fail to convince in relation to proven practice.

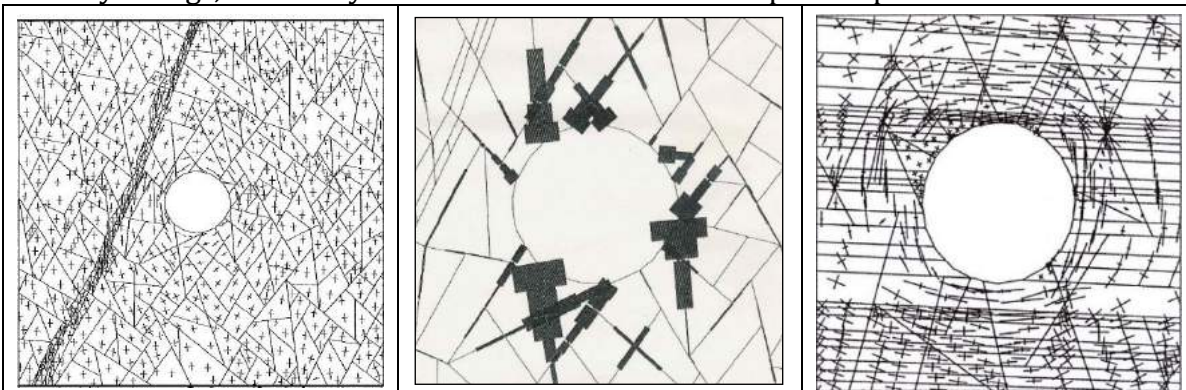


Figure 1 - Examples of EDZ 1 (principal stress re-distribution in the tunnel surroundings) in a welded tuff-ignimbrite and in an interbedded sandstone sequence. The central diagram shows joint shearing magnitudes (of mm scale). EDZ 2 joint responses also include joint opening and closing, and with UDEC-BB also the physical and hydraulic joint apertures E and e . The latter is used in flow modelling. NGI modelling for UK Nirex in 1992. See Barton (2000) for details of EDZ 2 behaviour.

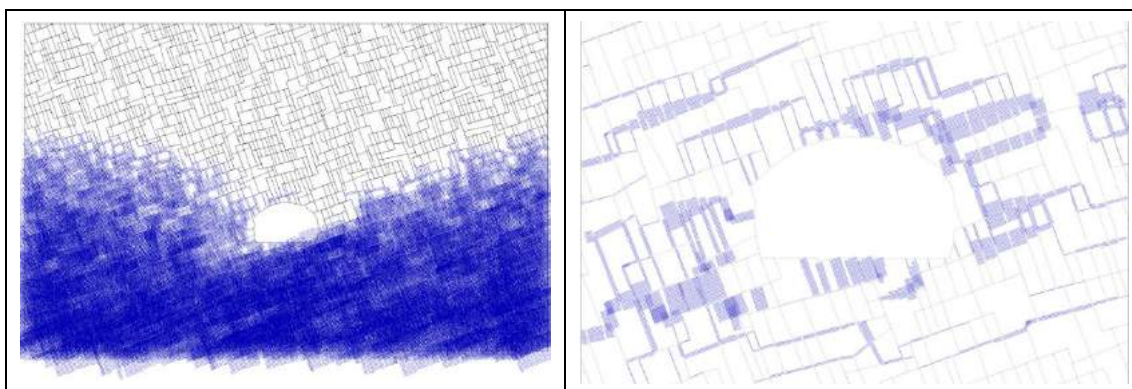
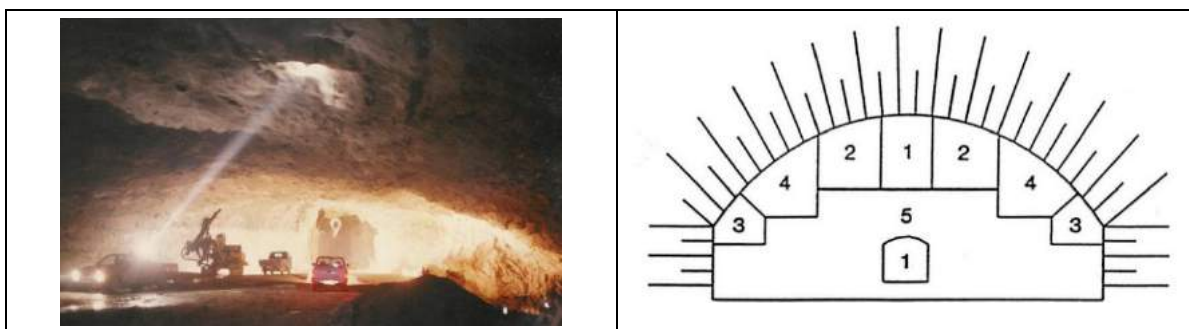


Figure 2 - An example of coupled M-H modelling with water flow towards a tunnel causing drawdown. Note the anisotropic inflow (two different draw-down stages are shown) due to anisotropic permeability generated by the different joint apertures of the two modelled joint sets. (UDEC-BB modelling by K. Monsen, 2017: priv. comm.).



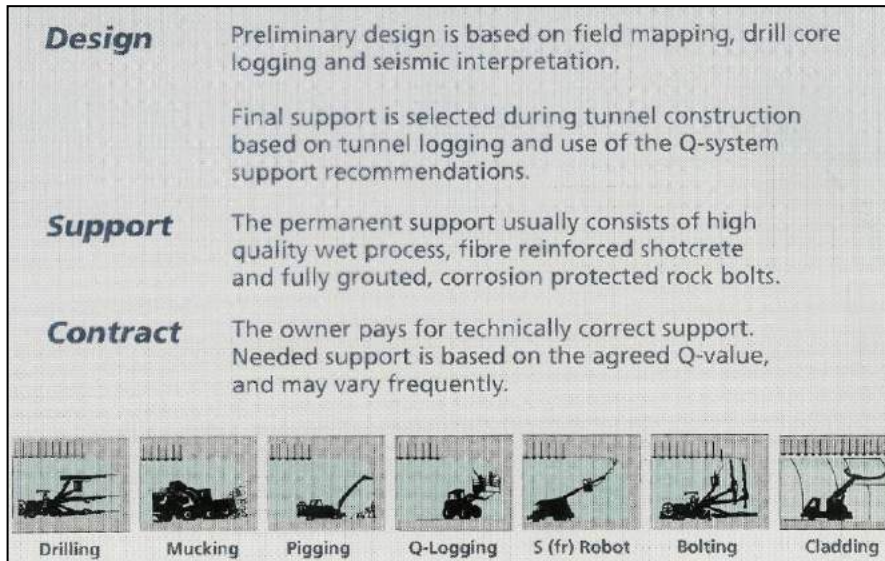


Figure 4 - A diagrammatic and short descriptive summary of NMT. Many details given by Barton, Grimstad, Aas, Opsahl, Bakken, Pedersen, & Johansen from the companies NGI, Selmer A/S, A/S Veidekke, Enreprenørservice A/S, NoTeBy & Statkraft. (Barton et al. 1992). The first step in applying NMT is to collect Q-parameter data. Refer to Figures 5 to 8.

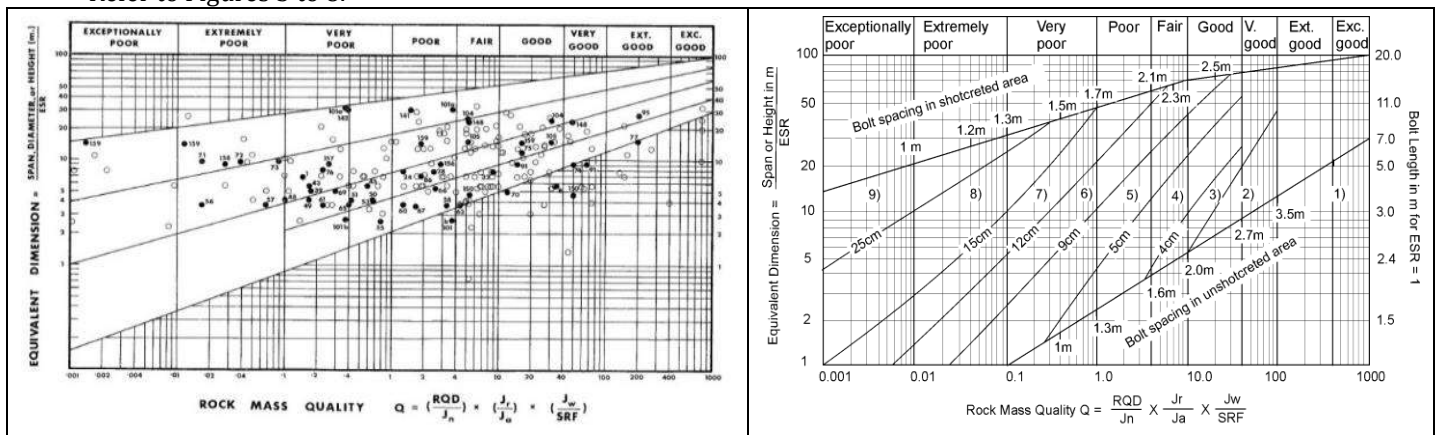


Figure 5 - The initial spread of case records in the original development of Q is shown on the left. There were 50 rock types. On the right is the update to S(fr) from S(mr) from Grimstad and Barton (1993). Grimstad had collected 1050 additional (and independent) cases, mostly road tunnels that were not designed with the benefit of the Q-system.

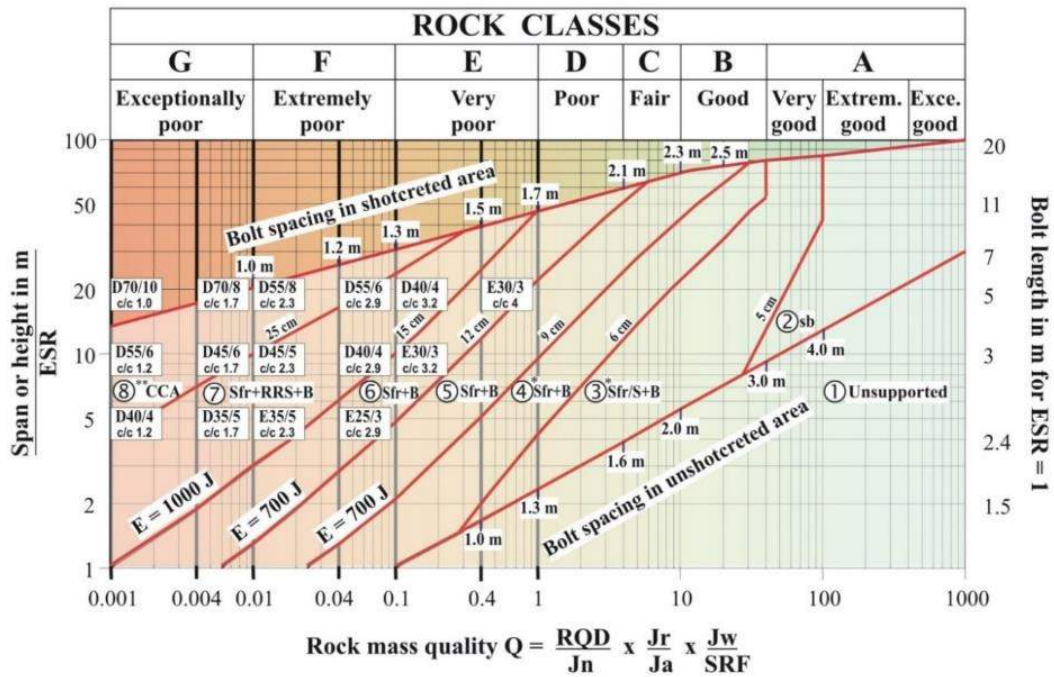


Figure 6 - Grimstad and NGI modelling colleagues were responsible for the dimensioning of RRS (rib reinforced shotcrete). Note that the minimum S(fr) thickness is increased to 5cm to assist in more efficient curing and support. This complete version of the Q-based support chart is preferred to the truncated NGI version given in Google (BARTON and GRIMSTAD, 2014).



Figure 7 - An important part of Q-system application for NMT is of course core-logging and where possible, rock exposure logging. These are examples from the Bærum rail tunnel and from Follobanen. In the former roughness JRC was also logged to assist in pre-injection material selection based on interpretation of both Lugeon (and Q_{H2O}) and seismic refraction data.

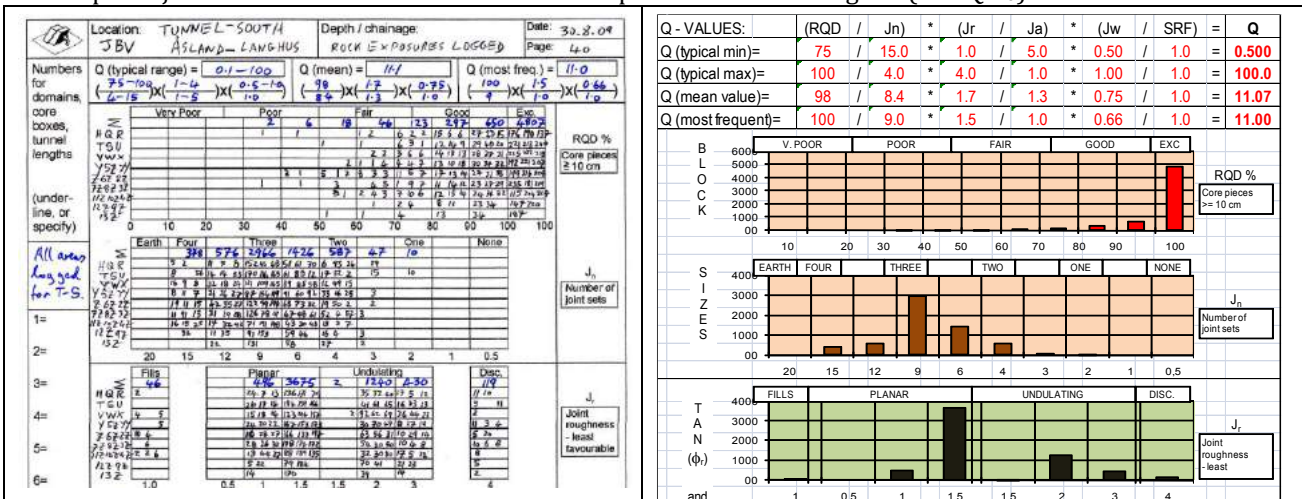


Figure 8 - In the 1974 Q-system support tables, conditional factors RQD/J_n and J_r/J_a representing relative block size and frictional strength were specifically evaluated to emphasise the relative needs for more or less shotcrete and more or less bolting respectively for a given Q-value. Q-parameter statistics have been a feature of Q-application for the last 30 years. These two figures show part (just the first three parameters) of a major Q-parameter collection, and the full numerical statistics for surface exposure logging at Follobanen South using the Q-histogram method (BARTON and GAMMELSÆTER, 2010).

4 NMT SUPPORT AND REINFORCEMENT DETAILS

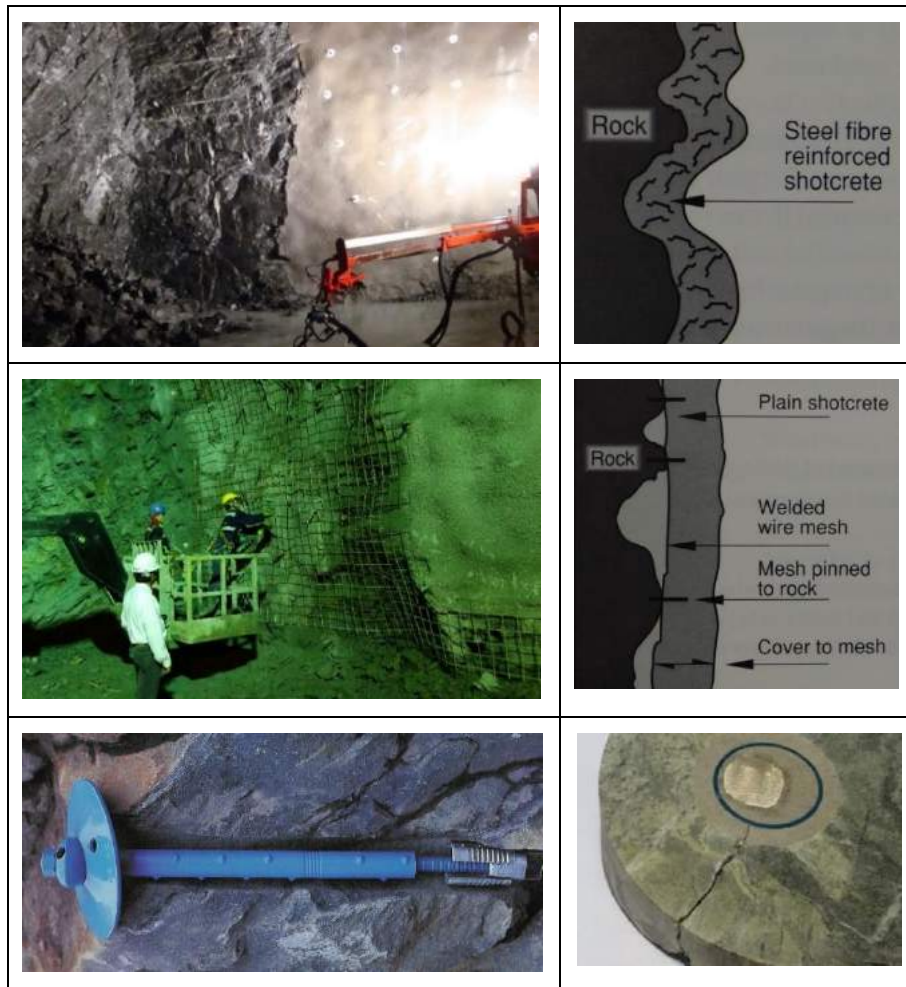
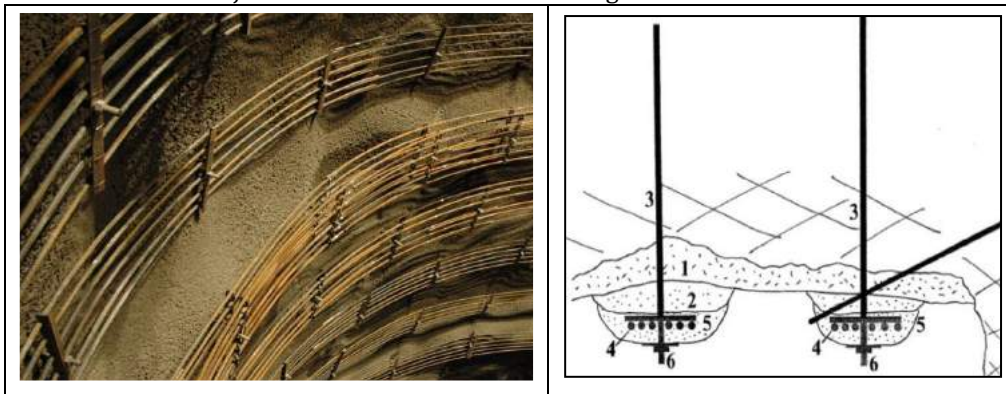


Figure 9 - Since the proverbial figure is worth a thousand words we can start by illustrating the S(fr) and S(mr) options (the choice must be very clear). The realistic drawings are from Vandervall (1990). The CT bolt 'demo' demonstrates corrosion protection, even when an intersected joint cracks the outer annulus of grout: an inevitable occurrence when tunnelling.



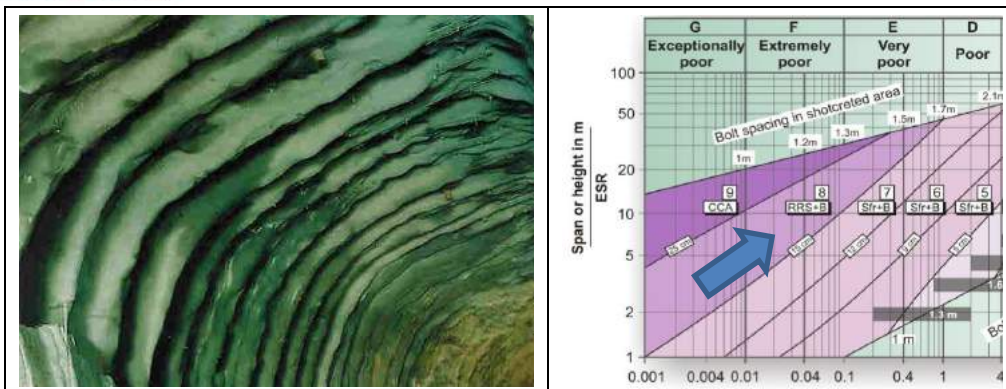


Figure 10 - When faulted clay-bearing (low Q-value) ground has to be tunnelled through the NMT solution is RRS (bolted rib-reinforced shotcrete arches). Principles and practice are illustrated here, and design choices were illustrated in Figure 5. Note that the 28m span railway station (bottom left) was excavated left then right, due to a deep sediment-filled valley in down-town Oslo (National Theatre station). The shape of the RRS was requested detail, prior to concrete lining. Note that RRS are systematically bolted so far more robust and therefore safer than lattice girders, which have been know to buckle.

The B+S(fr) reinforcement and support solutions for NMT excavations in jointed and clay-bearing rock masses is a very flexible solution as bolt spacing and shotcrete thickness are varied with Q, with the possible additional influence of conditional factors J_r/J_a (internal friction affecting bolt spacing and capacity) and RQD/J_n (affecting shotcrete thickness) as recommended by Barton et al. (1974). The manner in which the cost of NMT is impacted by tunnel dimensions and Q-value is shown in Figure 11.

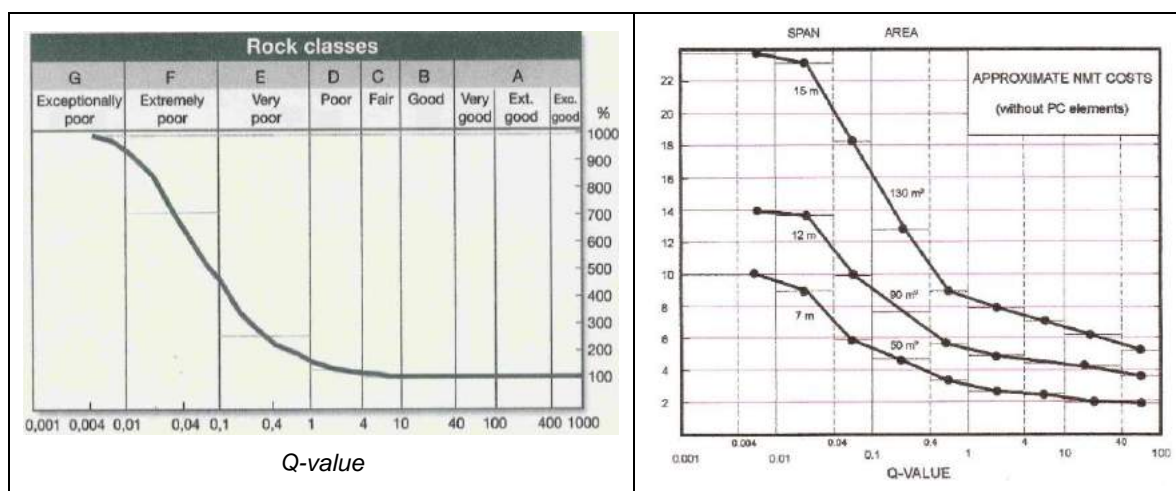


Figure 11 - Left: Relative cost of tunnel construction (10:1 for cost, 12:1 for time) in relation to Q-value, according to a 50 km survey of tunnels in Norway and Sweden, carried out by Roald, and published in Barton *et al.* (2001). The three curves on the right were derived by a systematic application of the Q-system and include different quantities of arch and wall support when Q-values are sufficiently high, following Q-system instructions. All (five) curves give implicit comparison of relative time and cost of NMT compared to double-shell NATM where concrete is always used. Comparison does not favour NATM.

5 OVERBREAK EFFECTS ON NMT AND NATM

Overbreak caused by sufficient numbers of joint sets (typically three or more) and sufficiently planar joint surfaces is a sure way to maximise the cost difference and concrete volume differences between NMT (which does not fill over-break with shotcrete) and NATM which does have to fill overbreak, firstly using shotcrete to minimise 3D surface unevenness prior to drainage fleece and membrane fixing. Some years ago Barton (2007a) suggested that when the ratio $J_n/J_r \geq 6$ there will be inevitable geologically-caused over-break. This has since been used in claims situations by international contractors. If a Q-parameter statistic (histogram) analysis based on drill-core logging indicates a predominance of $J_n/J_r \geq 6$, this will influence the large-scale roughness. The J_n/J_r statistic in Figure 8b

would suggest over-break problems if the tunnelling had been by drill-and-blast or TBM (as in the Channel Tunnel. Illustration of some extreme consequences of J_n/J_r ratios are shown in Figure 12.

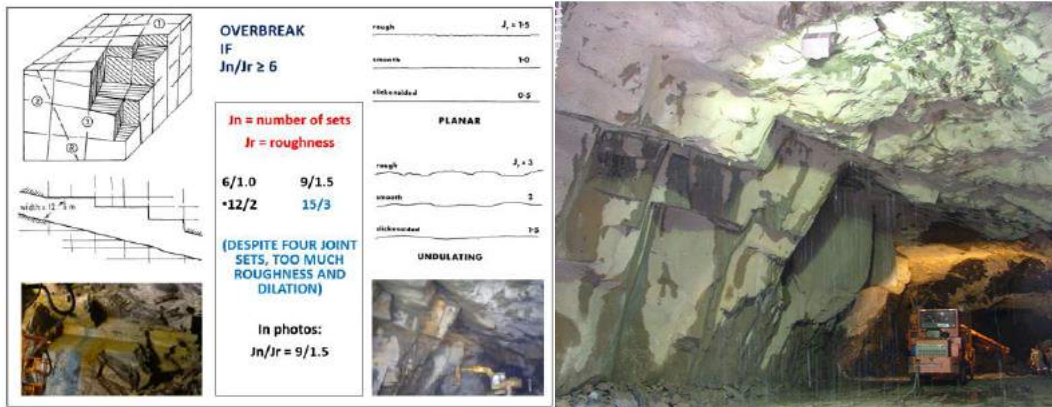
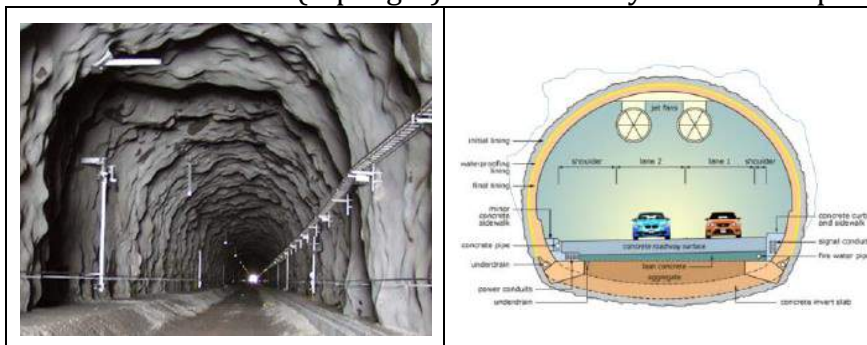


Figure 12 - When there are sufficient joint sets to define blocks, together with the presence of the excavation for stress release, then the roughness of the principal joint sets will play an important role in determining if over-break occurs, or does not, for instance because $J_r = 3$. In a recent case: $J_n = 15$ (four sets), three of them steeply dipping, and $J_r = 1.5$. Over-break was inevitable. Sometimes $J_a > 1$ also assists.



Figure 13 - Examples of drainage fleece and membrane in a metro cavern and in a rail tunnel. In the latter with a curved perimeter of about 30 m there will be the need for 12 to 15 km of membrane welds per running kilometer of tunnel. If membrane leakage should occur and enter the tunnel via a shrinkage crack in the concrete, the actual leakage location will not be detectable, so post injection will likely fail

Figure 14 (top-left) illustrates actual over-break in an NMT (B+Sfr and Q-system designed) rail tunnel in Sweden. Structural engineers might doubt the capacity of the shotcrete to take load when not in a cylindrical form. The reality is that the rock mass is providing a much wider (many meters thick) load bearing ring. The shotcrete merely holds the rock mass securely in place with the help of the systematic bolting. The shotcrete is not loaded in the traditional circumferential sense. The rough surface makes it extremely stable. The NATM road tunnel (top-right) is deliberately drawn with potential overbreak



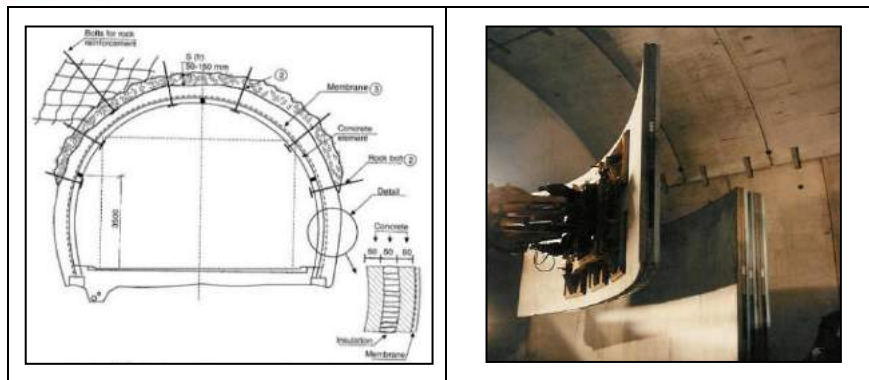


Figure 14 - Examples of the different ways that over-break is tackled in NMT and NATM tunnels. In usual practice the top-left example will have been systematically pre-injected, but in remote areas under hills this may be unnecessary.

added, to emphasise that the concrete in this NATM tunnel is seldom an ideal 35 cm thick cylinder. Concrete volume differences NMT:NATM may easily reach 1:10. The rough inner surface of the rail tunnel will not usually be acceptable in a main road tunnel, so in the NMT case a free-standing PC-element bolted (four-parts) liner is frequently used, as shown above from Kveldsvik and Karlsrud (1995) and as the final diagram ('cladding') in Figure 4b. The latter are road tunnels, but the PC-elements being lifted into place (Figure 14) are in a twin-track rail tunnel. An outer membrane sheet keeps the tunnel dry internally if environmental concerns of water inflow are relaxed for a short tunnel.



Figure 15 - The use of lattice girders in the temporary support phase of NATM has it's own special challenges when there is over-break, since shotcrete volumes needed to spray in the steel bars may be very large. These two examples (a section of motorway and a section of cavern) failed dramatically and in one case tragically, due to non-uniform loading of the lattice-girders which are too 'soft' since unbolted, therefore can bend and also need non-yielding 'elephant feet' (BARTON, 2017).

6 PRE-INJECTION: IT'S PURPOSE AND CORRECT PRACTICE IN NMT

When rock mass quality is compromised by fracture zones, or if permeability is too high and inflow from the surrounding rock mass needs prevention for ensuring both dry in-tunnel and stable external environments (i.e. avoidance of settlement damage in sub-urban tunnelling), then systematic pre-injection may be demanded. Injection of suitable stable (micro-cement and micro-silica) grouts at high pressure actually improves rock mass quality, and over-design of unadjusted Q-based tunnel support is

then apparent. P-wave velocities, and deformation moduli are also improved by pre-grouting, as verified in formal dam-site studies in Brazil and Iran. (QUADROS and CORREA FILHO, 1995, Zolfaghari *et al.*, 2015). In reality, literally millions of kilometers of grout holes beneath the world's largest dams are likely to be giving the same evidence. Velocity increases of 1 to 2 km/s are proof from cross-hole V_P . Those who disqualify suitable grouts with filter-pumps have misunderstood the high extension viscosity of ideal stable grouts. If they do not allow high enough injection pressures they have failed to see the need of local hydraulic jacking of the joints close to the holes since pressure drops rapidly while flow is occurring. If they suggest holding pressure when flow ceases they have misunderstood the actual risk of hydraulic fracturing of grouting already done. These mistakes are compromising this profession. Tunnels showing wet shotcrete, and the need for second injection rounds, and the need for injecting leaking bolt-holes are each representing failed technology, and are giving pre-grouting, indeed even tunnelling, a bad name. This has been happening in some countries for two decades and can be partly blamed on misunderstanding of the filter-pump and its *automatic de-selection* of the best, stable, micro-cement / micro-silica-based grouts. (ROALD and SAASEN, 2004).

As an analogy to grout flow in a rock joint: consider *flow of mixed traffic*: cars, vans, lorries, busses along a busy winding road with parked cars and busses on both sides. The parked vehicles are the 'slow' particles (at 100,000:1 scale) in the parabolic flow within a rough rock joint, with maximum speed in the centre as in hydraulic laminar flow. Traffic (the micro-cement and micro-silica, with its extensional-strength viscosity) moves slowly but surely – and continuously fills the road (whose width may vary). Place a multi-entrance tollbooth in the way where widest and see what happens. Even without extensional strength between the items of traffic - as in the case of an ideal grout - the traffic flow is hugely delayed. This is the filter-pump screen effect. Proponents of the filter pump propose 'many times wider roads to take the traffic': i.e. joint apertures of 8 to even 12 x d_{95} instead of the laboratory measured grouting of joints with known hydraulic aperture which convert to approx. 4 x d_{95} to 4 x d_{98} in terms of mean physical aperture. (Barton and Quadros, 2019 and Bhasin *et al.* 2002).

When the information seen in Table 1 is available, as it was in personally logged core for three rail tunnels, and including seismic refraction data and Lugeon testing, it is common to see the Q-value trends such as those shown in this table.

Table 1 - Easily remembered potential links between Q_c ($= Q \times UCS/100$), Lugeon or permeability, and seismic velocity. These approximate links may be experienced when no clay is present in the rockmass (BARTON, 2006).

Q_c	0.1	1	10	100
\approx Lugeon	10	1	0.1	0.01
\approx K m/s	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
V_P km/s	2.5	3.5	4.5	5.5

If on the other hand such (easily remembered) trends seem to be 'violated' it may be because of the presence of clay-filled joints. It is not then logical to have Lugeon values increasing with lower (joint frequency-related) Q-values, because the clay fillings or coatings are likely to reduce the permeability. It is then that Q_{H_2O} can be utilized with a reversed J_a/J_r in place of the standard J_r/J_a . Depth-dependent permeability can then be estimated (Barton, 2007b, Barton and Quadros, 2019). On the above basis an estimate of the likely range of tunnel inflow can be made, for instance using the pre-injection sensitive equation of Brantberger *et al.* (1998). The final decision is the level of acceptable tunnel inflow: 1 to 4 l/min/100m (a demanding but achievable goal), or 8 or 12 l/min/100 m. The latter two hardly protect the surface environment and are too high for the tunnel, allowing drips and potential icicle formation.

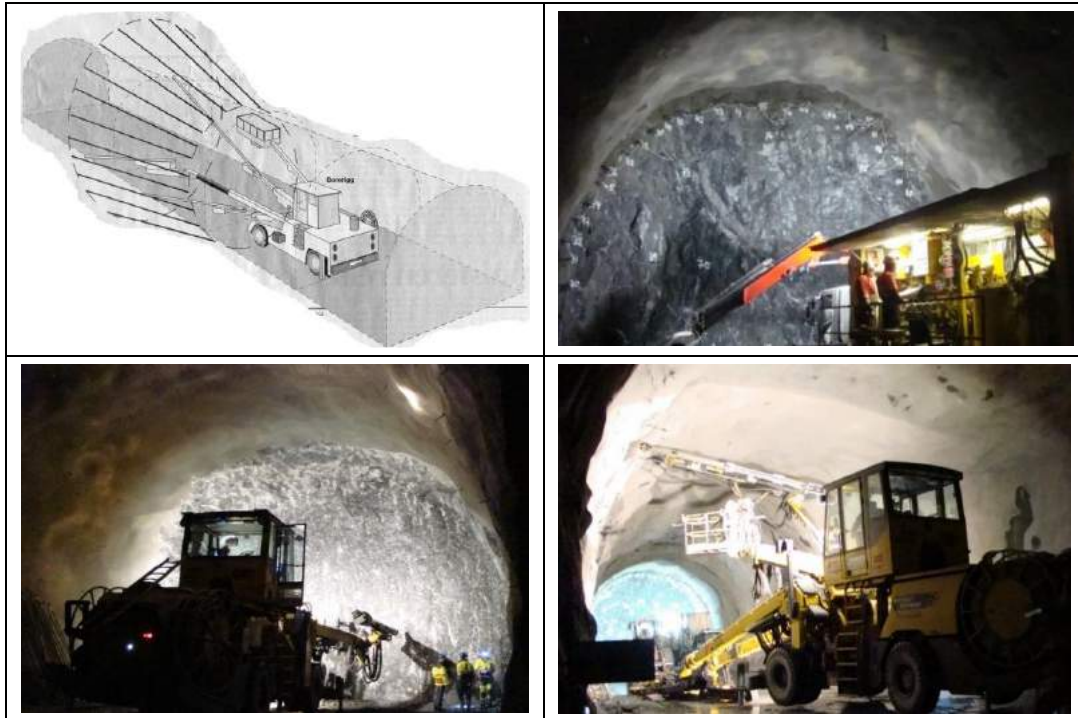


Figure 16 - Pre-injection 'umbrella' and application throughout the 5km long double-track Bærum Tunnel. The drill jumbo in the bottom-right photo is being used for a single-point post-injection. Note the intended dryness of the shotcrete, despite high local permeabilities due to numerous igneous dikes. Pre-injection displaces the water. Here 1 l/m/100 m was achieved.

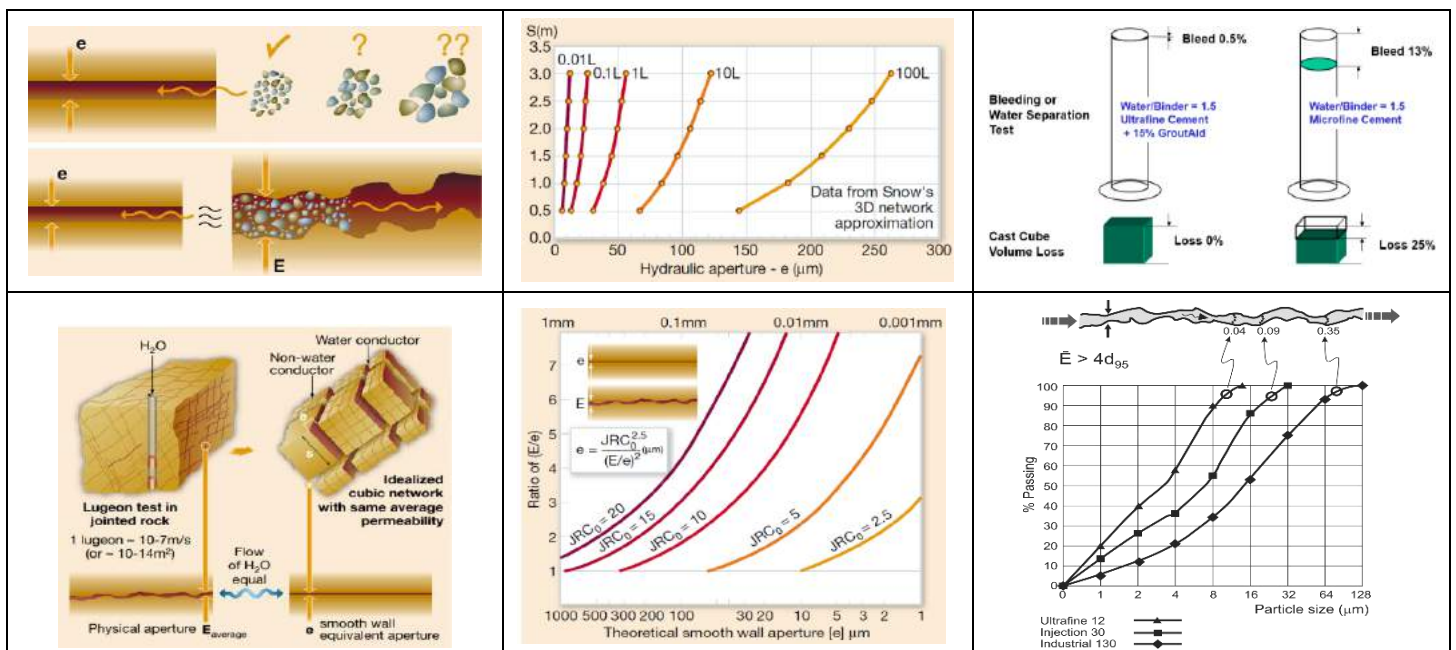


Figure 17 - Grout selection must be based on recognition of the different apertures E and e . The former is physical and is the subject of grouting. Conversion from the hydraulic e to E is via joint roughness JRC (see estimation in Figure 7a). Based on a modified cubic 'Snow' network (bottom-left: with two of three joint sets conducting on average, whatever the direction of the gradient of flow) a value of 1.0 Lugeon (top-middle diagram) already suggests $e \leq 50\mu\text{m}$. A need for ultrafine cement is implied (bottom-right), but usually $E > e$ so micro-cement (+ micro-silica) may be suitable. Note the volume loss comparison.

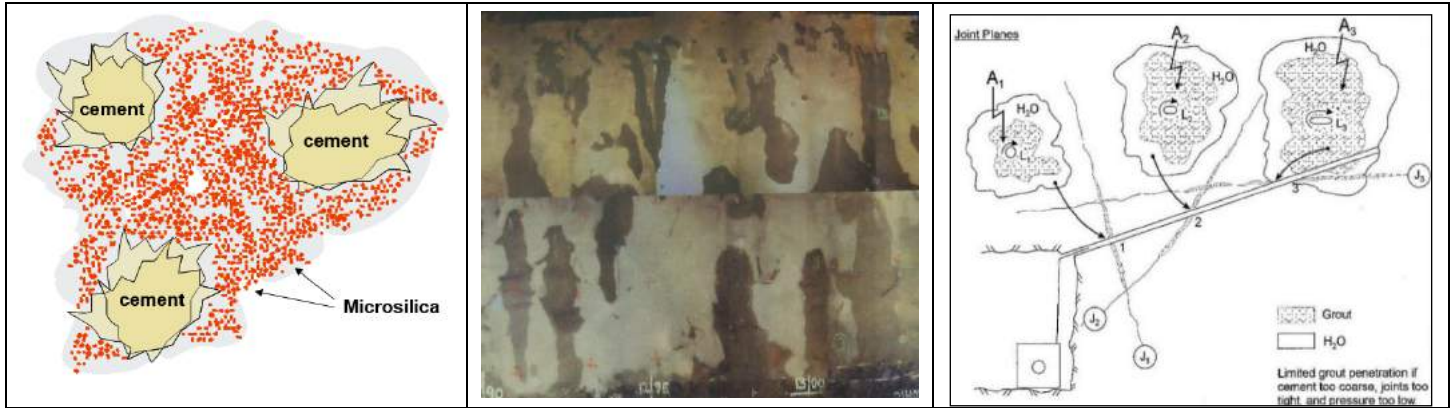


Figure 18 - These first two figures, and the volume loss comparison in Figure 17 are from Roald (Priv. Comm. 2010). Incorrect pre-grouting strategy causes a 'coffee-filter' effect with more water in the rock mass than intended for the reasons given in the inset: grout is too coarse, joints are too tight, pressures is too low. (BARTON, 2011).

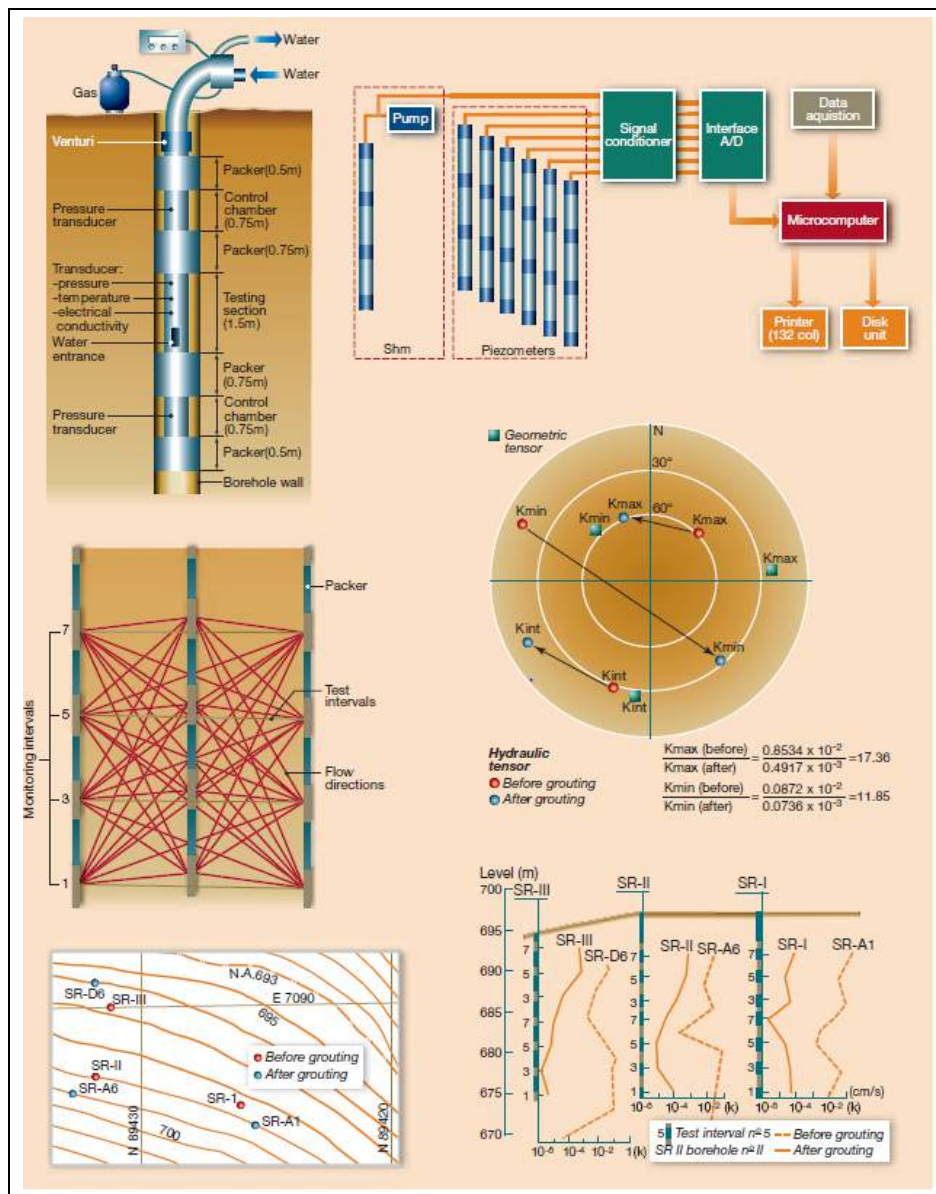


Figure 19 - 3D permeability testing before and after dam-abutment grouting. Note permeability tensor rotations implying successive sealing of the most permeable joint sets. This supports the Q-parameter improvements suggested in Barton (2011) and verified by Zolfaghari et al. (2014). (3D before-and-after grout testing by Quadros and Correa Filho, 1995).

Table 2 - The Q-system parameters are ideally suited for studies of Q-improvement-by-grouting. 3D permeability test data from Brazil and Iran suggest the successive sealing of joint sets. This means that not only the effective RQD is increased, but J_n will be reduced and J_r/J_a will then apply to different (less permeable) joint sets. Logically speaking J_w will become 1.0, and SRF might even be reduced if applying to a groutable fault. Note that air/water high pressure flushing of clay fillings and coatings prior to grouting has been verified as a successful technique and was used in a major underground project in India.

CONSERVATIVE MODEL	MORE REALISTIC MODEL
RQD increases e.g. 30 to 50%	RQD increases e.g. 30 to 70%
J_n reduces e.g. 9 to 6	J_n reduces e.g. 12 to 4
J_r increases e.g. 1 to 2 (due to sealing of most of set #1)	J_r increases e.g. 1.5 to 2 (due to sealing of most of set #1)
J_a reduces e.g. 2 to 1 (due to sealing of most of set #1)	J_a reduces e.g. 4 to 1 (due to sealing of most of set #1)
J_w increases e.g. 0.5 to 1	J_w increases e.g. 0.66 to 1
SRF unchanged e.g. 1.0 to 1.0	SRF improves e.g. 2.5 to 1.0 due to consolidation of loose material
WET CONDITIONS	WET CONDITIONS
<i>Before pre-grouting</i> $Q = 30/9 \times 1/2 \times 0.5/1 = 0.8$	<i>Before pre-grouting</i> $Q = 30/12 \times 1.5/4 \times 0.66/2.5 = 0.2$
$V_p \approx 3.4 \text{ km/s}$ $E_{mass} \approx 9.3 \text{ GPa}$ $K \approx 1.3 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 10 m Tunnel: B 1.6 m c/c, S(fr) 10 cm	$V_p \approx 2.8 \text{ km/s}$ $E_{mass} \approx 5.8 \text{ GPa}$ $K \approx 5.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 10 m Tunnel: B 1.4 m c/c, S(fr) 13 cm
DRY CONDITIONS	DRY CONDITIONS
<i>After pre-grouting</i> $Q = 50/6 \times 2/1 \times 1/1 = 17$	<i>After pre-grouting</i> $Q = 70/4 \times 2/1 \times 1/1 = 35$
$V_p \approx 4.7 \text{ km/s}$ $E_{mass} \approx 25.7 \text{ GPa}$ $K \approx 5.9 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 10 m Tunnel: B 2.4 m c/c	$V_p \approx 5.0 \text{ km/s}$ $E_{mass} \approx 32.7 \text{ GPa}$ $K \approx 2.9 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 10 m Tunnel: sb (spot bolts)

7 CONCLUSIONS

1. Tunnelling in jointed rock causes stress redistribution in the intact blocks and deformation of the joints through slight shear, opening and closure in decending magnitudes from mm to μm . We do not call this 'plastic behaviour' just because the combination GSI, H-B, RS2-FEM creates an illusion of continuous behaviour. The popular method is based on too many assumptions, including the incorrect simultaneous mobilization of 'c' and ' ϕ ' in page-wide opaque equations that lack joint sets, roughness, clay-filling, and water. EDZ 1 and EDZ 2 are preferred images, and EDZ 2W in case of coupled H-M modelling with UDEC-BB and water inflow to the excavation(s).
2. Single-shell tunnelling using B+S(fr) with quantities based on the use of the Q-system has been termed NMT for the last 30 years, and was 'launched' as an acronym by several tunnelling companies in Norway, as an alternative to more costly and time consuming double-shell NATM.
3. Because of the frequent tendency of jointed rock (with UCS from 4 to 400MPa) to suffer overbreak, especially when drill-and-blasted and also when TBM bored (as in some difficult kilometers in the Channel Tunnels), there will be a large discrepancy in volumes of shotcrete and concrete used in NMT and NATM. In the former, overbreak is not filled.
4. When conditions are demanding and lattice girders are relied upon as part of the temporary support as in the case of NATM, there is a more secure alternative in NMT termed RRS or rib-reinforced shotcrete arches. These are bolted systematically and by design are in intimate contact with the tunnel periphery. The ability to bolt is assumed. Revert to NATM if almost soil.
5. When pre-injection is needed to ensure dry tunnels and protection of the outer environment, do not let designers 'select' grout using the filter pump which disqualifies the best stable grouts due to extension viscosity. Grout flows in rough interlocking planes, not through 3D 'toll-booths'. Allow high pressure pre-injection: more than 50% is lost 1m from each borehole when flowing.

REFERENCES

- [1] BARTON, N.; WARREN, C. **Rock mass classification of chalk marl in the UK Channel Tunnels using Q**. Ch. 18. *Soft Rocks Mechanics and Engineering*. 2019. Eds. Kanji, He, & Sousa. Springer.
- [2] BARTON, N.; QUADROS, E. 2019. **Understanding the need for pre-injection from permeability measurements: what is the connection?** J. Rock Mech. And Geotech. Eng. Vol. 11, Issue 3, June 2019, 576-597.
- [3] BARTON, N. **TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock**. 2000, 173p. Balkema, Rotterdam.
- [4] BARTON, N.; BY, T.L.; CHRYSANTHAKIS, P.; TUNBRIDGE, L.; KRISTIANSEN, J.; LØSET, F.; BHASIN, R.K.; WESTERDAHL, H.; VIK, G. **Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik**. Int. J. Rock Mech, Min. Sci. & Geomech. Abstr. 31:6: 617-641. 1994. Pergamon.
- [5] BARTON, N.; QUADROS, E. **Some lessons from single-shell Q-supported headrace and pressure tunnels**. ISRM, Eurock, Trondheim, 2020, OnePetro, 8p.
- [6] BARTON, N.; GRIMSTAD, E.; AAS, G.; OPSAHL, O.A.; BAKKEN, A.; PEDERSEN, L.; JOHANSEN, E.D. **Norwegian Method of Tunnelling**. WT Focus on Norway, World Tunnelling, June: 6p. August: 5p. 1992.
- [7] BARTON, N.; GRIMSTAD, E. **Tunnel and cavern support selection in Norway, based on rock mass classification with the Q- system**. Norwegian Tunnelling Society, NFF, 2014. Publ. 23, 39p.
- [8] BARTON, N.; GAMMELSÆTER, B. **Application of the Q-system and Q_{TBM} prognosis to predict TBM tunnelling potential for the planned Oslo-Ski rail tunnels**. *Nordic Rock Mechanics Conf.*, Kongsberg, Norway, 2010.
- [9] VANDEVALL, M. **Dramix - Tunnelling the World**. NV Bækert S.A, 1990.
- [10] BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. **Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support**. *Rock Mechanics*. 6: 4: 189-236, 1974.
- [11] BARTON, N.; BUEN, B.; ROALD, S. **Strengthening the case for grouting Tunnels & Tunnelling International**, Dec. 2001: 34-36, and Jan. 2002: 37-39, 2001.
- [12] BARTON, N. **Rock mass characterization for excavations in mining and civil engineering**. Proc. of *Int. Workshop on Rock Mass Classification in Mining*, Vancouver, 2007a.
- [13] BARTON, N. **Future directions for rock mass classification and characterization – Towards a cross-disciplinary approach**. Invited lecture. Proc. of *1st US-Canada Rock Mech. Symp.*, 179-188. Vancouver, 2007b.
- [14] KVELDSVIK, V.; KARLSRUD, K. **Support and water control in Oslo**. *World Tunnelling*, Vol. 8, 167-171, 1995.
- [15] BARTON, N. **Minimizing the Use of Concrete in Tunnels and Caverns – Comparing NATM and NMT**. Keynote lecture, GeoMEast International Conference, *Sustainable Civil Infrastructures (SCI): Innovative Infrastructure Geotechnology*, Sharm El-Sheikh, Egypt, 36p, 2017.
- [16] QUADROS, E. F.; CORREA FILHO, D. **Grouting efficiency using directional (3-D) hydraulic tests in Pirapora Dam, Brazil**. Proc. 8th ISRM congress, Tokyo. Fujii, ed., 823-826, 1995.
- [17] ZOLFAGHARI, A.; SOHRABI BIDAR, A.; MALEKI JAVAN, M.R.; HAFTANI, M.; MEHINRAD, A. **Evaluation of rock mass improvement due to cement grouting by Q-system at Bakhtiary dam site**. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 74, 38-44, 2015.
- [18] BHASIN R.; JOHANSEN P.M.; BARTON, N.; MAKURAT, A. **Rock joint sealing experiments using an ultra fine cement grout**. Proc. N. American Tunnelling Conf., Seattle, Ed. Ozdemir, 2002.
- [19] ROALD, S.; SAASEN, A. **Penetrasjon i fjell for ulike sementbaserte injeksjonsbruk. 2004**. (*Penetration of various cement-based injection materials in rock*).
- [20] BARTON, N. **Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy**. Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 p. 2006.
- [21] Barton, N. **An Engineering Assessment of Pre-Injection in Tunnelling**. Keynote lecture. Indian Conf. on Rock Mechanics and Tunnelling. Roorkee, India, 2011.
- [22] BARTON, N. **Future directions for rock mass classification and characterization – Towards a cross-disciplinary approach**. Invited lecture. Proc. of *1st US-Canada Rock Mech. Symp.*, 179-188. Vancouver, 2007b.
- [23] BRANTBERGER, M.; DALMALM, T.; ERIKSSON, M.; STILLE, H. **Controlling grout spread in tunnel grouting – Analyses and Developments of the GIN-method**. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol 15, No 4, 343-352, 1998.

TRATAMIENTO FALLA “LA SOLEDAD” – TÚNEL DE LA LÍNEA – PROYECTO CRUCE DE LA CORDILLERA CENTRAL EN COLOMBIA

C. F. Sabogal y J. E. Gil.

Instituto Nacional de Vías, Colombia

Resumen: El principal reto del proyecto fue el constituido por la Falla “La Soledad”, que durante la ejecución del contrato presentó diversos cierres parciales de sección, los cuales aun con el tratamiento inicialmente implementado rompían el soporte y generaban convergencias, estos retos fueron superadas en 2019 permitiendo así finalizar las obras civiles del túnel principal y dar vía libre para la terminación del proyecto. Esta circunstancia exigió desde el punto de vista de la ingeniería, una intervención ininterrumpida e inmediata, debido a que existía un alto grado de probabilidad de complicarse y causar una afectación más grave aún a la inestabilidad del túnel; situación que implicó un mayor esfuerzo y recurso para reducir y/o evitar los riesgos inminentes futuros señalados. En la zona de falla La Soledad se superaron los parámetros esperados de convergencia (cierre de la sección) establecidas en los diseños iniciales. Los fenómenos de squeezing ground y creep, presentes en dicha zona de falla, permitieron establecer que corresponde a una de las más complejas de las obras subterráneas documentadas a nivel mundial. La falla La Soledad tiene una longitud aproximada de 590 m (7% del túnel), está compuesta por intercalaciones de esquistos negros grafitosos de dureza baja y esquistos grises cuarzo sericiticos de dureza media. Las altas coberturas que alcanzaron los 900 metros y la precaria condición de los materiales debilitaban el autosoporte de la excavación. Se pretende por tanto exponer el sistema de monitoreo, diseño e implementación del tratamiento que permitió estabilizar y superar la falla La Soledad en la parte central de la cordillera de los andes y las lecciones aprendidas en el proceso, así como el enfoque gerencial de la entidad contratante implementado para garantizar la ejecución y los resultados.

1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO Y CONTEXTO REGIONAL DE LA FALLA GEOLÓGICA

1.1 EL PROYECTO CRUCE DE LA CORDILLERA CENTRAL, BREVE CONTEXTO HISTÓRICO E IMPORTANCIA ESTRATÉGICA

La historia del Proyecto Cruce de la Cordillera Central incluye la construcción del Túnel de La Línea, con una longitud de 8,65 km, y forma parte de la historia del transporte en Colombia; el poblamiento español del territorio colombiano estuvo determinado en gran medida por factores de tipo político, económico y estratégico. Como objetivo fundamental dentro de los factores mencionados se encontraba la búsqueda de una ruta adecuada que conectara a Santafé (capital ubicada en el centro del país) con ciudades importantes del occidente como Cartago, Popayán y Quito. Esa ruta sería de vital importancia para unir al centro administrativo del Nuevo Reino de Granada con regiones prósperas y emprendedoras como las de los Valles de Aburrá y del Cauca. La búsqueda de la ruta citada terminaría en 1556, cuando fuera descubierto un antiguo camino indígena que, atravesando la Cordillera Central por el Paso del Quindío, unía a Ibagué con ciudades importantes del valle del Río Cauca. El transporte de mercancías provenientes de España y de otras regiones, por ese camino, se realizaba con cargueros indígenas y recuas de mulas, por lo cual, este fue el primer medio de transporte empleado para remontar el hoy denominado Alto de La Línea, que sigue siendo la principal conexión del centro del país con el principal puerto del pacífico en un país con vocación de transporte de carga de tipo carretero.

Una vez finalizados los estudios a Fase II, se determinó que el “riesgo geológico” en la zona del proyecto era muy alto, y debía acometerse una exploración más exhaustiva con el fin de minimizarlo y presentar de nuevo el proyecto a licitación. En consecuencia, el Instituto Nacional de Vías – INVIAS - optó por construir un Túnel Piloto o Exploratorio que permitió, entre otros, minimizar el riesgo geológico y servir posteriormente como túnel de servicio y de rescate del túnel principal que se construyó como variante de la carretera actual. El proyecto contempló la construcción de un túnel de 8,6 kilómetros de longitud, el cual fue concluido en agosto de 2008, mediante el método convencional de perforación y voladura, en el sector comprendido entre Bermellón (Tolima) y Galicia (Quindío), con un área de excavación cercana a los 20 m², sección interna en forma de herradura modificada con diámetro de 4 m y una cobertura máxima de 850 m; localizado a una altura promedio sobre el nivel del mar de 2.500 m con una pendiente de 0,96% descendiendo hacia el Quindío.

De acuerdo con la decisión adoptada por el INVIAS, el Túnel de La Línea inició obras en el año 2009 y en marzo de 2014 se alcanzó el cale del túnel, cuya sección transversal es en herradura con 4 m de diámetro, tal como se observa en la Figura 1. En el proceso constructivo se encontraron las zonas de falla denominadas: La Gata, Alaska, El Viento, La Vaca, Campanario, La Soledad, Chorros y la Cristalina.

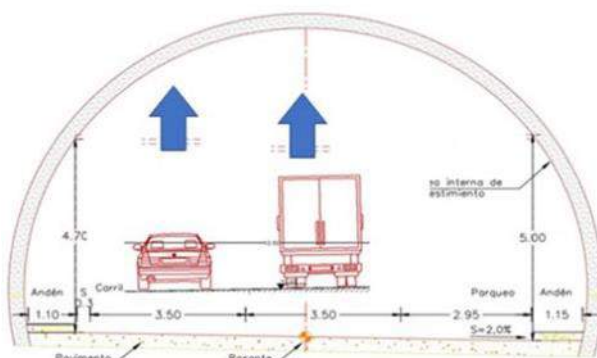


Figura 1 - Sección Transversal Túnel de la Línea

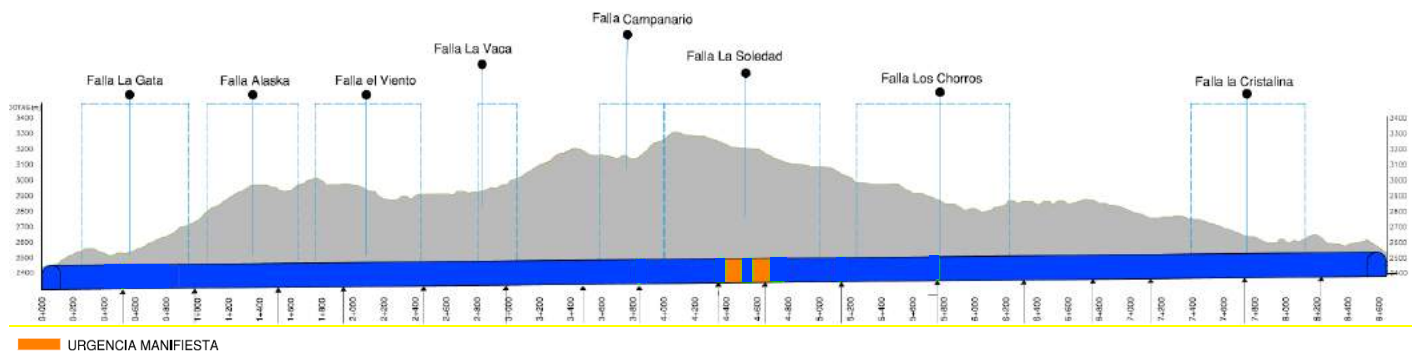


Figura 2 - Zonas de falla geológicas en el túnel principal

La longitud de zonas de falla corresponde a 3.100 m de los 8.650 m del túnel, siendo las de mayor complejidad de tratamiento las de La Gata, El Campanario y La Soledad, esta última la que requirió mayores esfuerzos con el fin de controlar los movimientos del macizo rocoso que comprometieron la estabilidad e integridad del túnel, situación que implica que el contratista destinará los esfuerzos y recursos en reducir y/o evitar los riesgos inminentes anotados.

2 LA EXCAVACIÓN Y TRATAMIENTO DE LA FALLA LA SOLEDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL PILOTO DE LA LÍNEA

Como mencionamos, la excavación subterránea de la cordillera central inicio con la construcción del túnel exploratorio, que posteriormente actuaría como túnel de rescate al Túnel de La Línea (vease Figura 3); este túnel inicio su ciclo de excavación por dos frentes y se clasificó como terreno Tipo V, de acuerdo con las clasificaciones geomecánicas de macizo rocoso de Bieniaswki (*RMR-Rock Mass Rating*), desde la abscisa K4+848.20. Los avances oscilaron entre 0.4 y 1.4 m por ciclo, obteniéndose como avance promedio diario 0.9 m. Como soporte de la excavación se colocaron arcos de acero TH - 21 separados cada 60 cm, se aplicó una capa de 20 cm de espesor de concreto neumático con fibra metálica y se hincaron en forma radial conformando anillos de 11 y 12 unidades, pernos de 3 m de longitud. Posteriormente se requirió hincar 2 pernos adicionales por anillo, quedando anillos conformados por 13 y 14 unidades, debido a que se presentaron grietas en el concreto, y se observaron platinas deformadas y cortadas. Las deformaciones acumuladas del macizo rocoso oscilaron entre 262 mm y 440 mm, superando la deformación máxima acumulada esperada para terreno Tipo V, por lo cual, se tomó la determinación de construir el primer tramo de solera curva para contrarrestar los movimientos que se estaban presentando. En la zona más crítica de la falla, las tasas de deformaciones diarias oscilaron entre 27 y 69 mm/día.

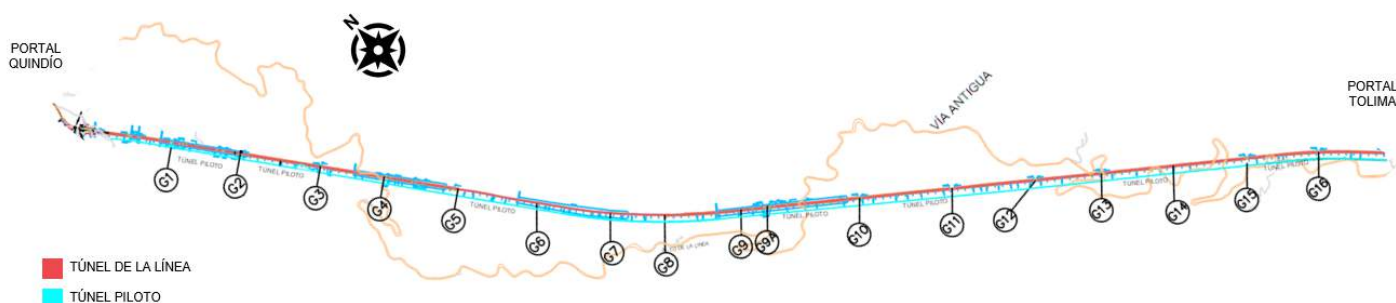


Figura 3 - Planta Túnel de la Línea, Túnel Piloto y galerías.

En la caracterización geológica de la falla se identificaron fragmentos de esquistos negros grafitosos, los cuales estaban muy fracturados, alterados y con espejos de fricción. En las siguientes graficas se presentan los histogramas del sondeo exploratorio con recuperación de núcleos No 57, en éste se identifica el sector en donde se evidencia un cambio abrupto en el INR.

VALORES DE RECOBRO PERFORACION PILOTO No 57 K4+795,3

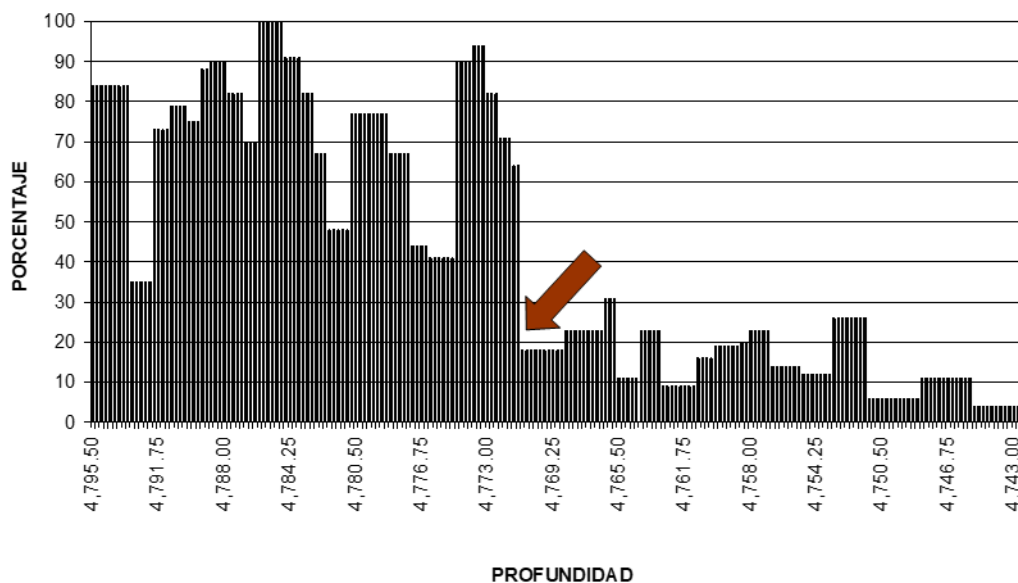


Figura 4 - Valores de Recobro del Sondeo Exploratorio No 57. Frente Tolima.

VALORES DE RQD PERFORACION PILOTO No 57 K4+795,3

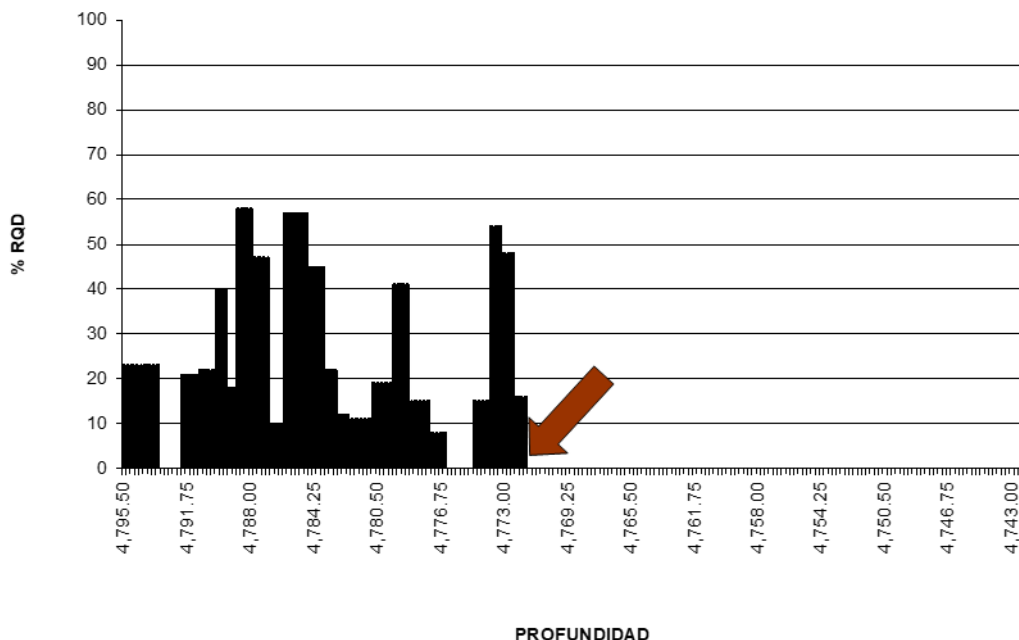


Figura 5 - Valores de RQD del Sondeo Exploratorio No 57. Frente Tolima.

Dentro de la falla La Soledad, se evidenciaron diversos sectores, con las siguientes características a medida de su avance: Pequeños cuerpos hipoabisales de edad terciaria que mejoraron localmente las características geomecánicas del macizo, esquistos verdes y esquistos negros cuarzo - grafitosos, en contacto fallado con un cuerpo intrusivo tipo pórfido andesítico de color gris, el cual presentó fenocristales de plagioclasa. El contacto estaba caracterizado por una franja tectonizada con orientación 10°/50° (N10°E/S50°W), en la que se encontró material alterado, terroso, triturado y con lentes de cuarzo molido. Por el hastial derecho ingresaron rocas cataclásticas en forma de brecha dinámica

(brecha de falla con intensa deformación mecánica y pérdida de la estructura inicial de la roca), las cuales estaban constituidas por fragmentos angulares de cuarzo roto a molido, litoclastos de diferentes granulometrías de esquistos verdes, grises, sericíticos y negros, embebidos dentro de una matriz limo – arcillosa y grafitosa, cohesiva, pero de fácil alteración con el agua. La brecha continuó a lo largo del tramo, con algunos sectores de esquistos grises de mayor resistencia, generando en el macizo rocoso condiciones geomecánicas heterogéneas.

2.1 INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN

El propósito de las inyecciones de consolidación fue mejorar las características del macizo rocoso en el tramo crítico de la falla. Las perforaciones para las inyecciones se llevaron a cabo en anillos conformados por 7 barrenos cada uno, con una profundidad de 5.0 m; dichos anillos tenían una separación longitudinal de 2.0 m en el sentido del abscisado, por lo tanto, se perforaron en total 6 anillos. En la siguiente gráfica se presenta la localización de los barrenos por anillo.

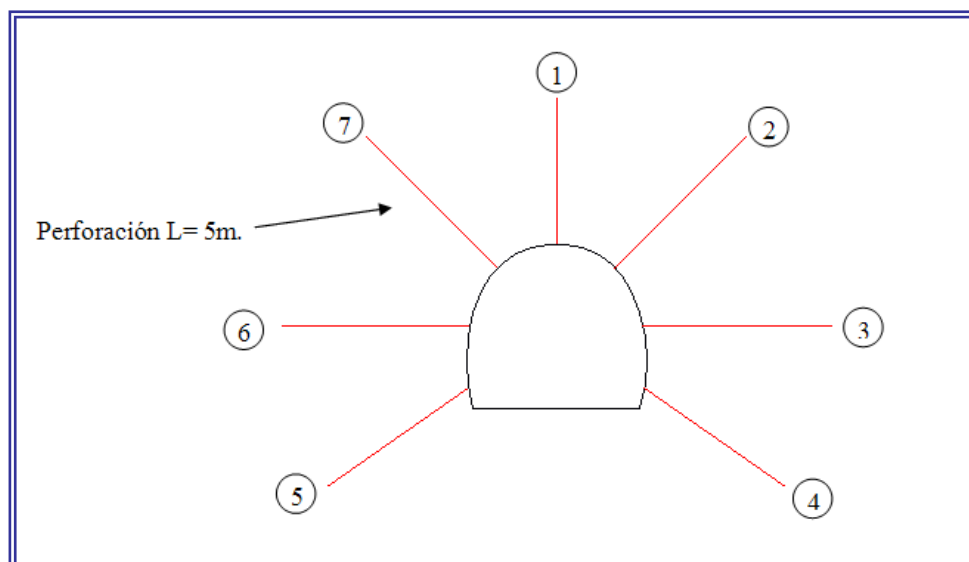


Figura 6 - Localización de los barrenos por anillo.

Los barrenos números 1, 3 y 6, se inyectaron utilizando tubería a Manchette; antes de iniciar las inyecciones, esta fue bloqueada con una lechada cuya dosificación fue 1.5:1+9%, que cumplió la función de llenado del barreno y bloqueo de la tubería. Igualmente se hincó un tubo de PVC de 1.5 m de longitud, a partir de la superficie del barreno, esto con el fin de evitar la resurgencia de la mezcla.

3 LA EXCAVACIÓN Y TRATAMIENTO DE LA FALLA LA SOLEDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL PRINCIPAL DE LA LÍNEA

Aunque las formaciones y tipos de rocas encontradas en el macizo conservan las características en la falla, se trata de la excavación de un túnel de 5 veces el área del anterior, donde surgen retos geotécnicos adicionales entre los cuales, de forma resumida, es preciso destacar los siguientes, que puedan ser útiles en futuros análisis:

1. Los diaclasamientos toman mayor importancia en el área ampliada de excavación debido a la caída de bloques en la zona de transición hacia la falla
2. El pilar de roca del túnel principal con el piloto es una zona de especial atención, especialmente considerando las convergencias que se presentaron en el mismo y la influencia de las inyecciones.
3. La profundidad de los pernos a modelar para superar la zona plástica está restringida al ancho del pilar (longitud de galerías)

Teniendo en cuenta lo anterior, es importante mencionae que la falla La Soledad hace parte del Sistema de Fallas de Romeral (El sistema de fallas de Romeral corresponde un sistema de fallas de mayor riesgo en Colombia, debido a su gran extensión a través de la cordillera central, y a su actividad sísmica en el País). Esta falla pone en contacto las rocas metamórficas de afinidad continental del Complejo Cajamarca al oriente, con las rocas de afinidad oceánica del Complejo Quebradagrande de edad Cretácico Inferior al occidente. El material involucrado en la referida falla es el descrito en el apartado anterior. La respuesta del macizo rocoso frente a los tratamientos implementados en la zona de falla La Soledad superaron los umbrales y tolerancias establecidas con rigurosidad técnica en los diseños iniciales. Los fenómenos de squeezing ground y creep presentes en dicha zona de falla, nos permitieron establecer que corresponde a una de las más complejas de las obras subterráneas documentadas, esto se pudo determinar debido a que esta zona de falla geológica es monitoreada permanentemente y su evaluación se realiza en tiempo real, a través de personal profesional, especialista y experto. Atendiendo los resultados del monitoreo de la zona de influencia de esta falla, se requirió implementar de manera inmediata y continua un cuarto tratamiento más robusto. Con el fin llevar el control de las obras al interior del Túnel Principal, y de manera especial a la zona de falla La Soledad, se realizó un plan especial de monitoreo de las convergencias, los esfuerzos y la integridad del soporte instalado. De acuerdo con el análisis de la instrumentación se obtuvieron las siguientes deformaciones acumuladas promedio por sección de 5 metros:

Intervalo	Abscisa Inicial	Abscisa Final	Deformación acumulada promedio (mm)
1	4650	4655	0
2	4655	4660	-243
3	4660	4665	-268
4	4665	4670	-275
5	4670	4675	-314
6	4675	4680	-492
7	4680	4685	-483
8	4685	4690	-415
9	4690	4695	-449
10	4695	4700	-473
11	4700	4705	-533
12	4705	4710	-532
13	4710	4715	-642
14	4715	4720	-584
15	4720	4725	-748
16	4725	4730	-713
17	4730	4735	-701
18	4735	4740	-635
19	4740	4745	-572
20	4745	4750	-407
21	4750	4755	-309
22	4755	4760	-229
23	4760	4765	-178
24	4765	4770	-122
25	4770	4775	-229

Figura 7 - Zona de Falla la Soledad - Datos de deformaciones a mayo de 2019.

Con base en las medidas topográficas, las cuales permiten tener un panorama de la deformación total de la sección, en la zona crítica de la falla La Soledad, fue posible observar que se alcanzaron deformaciones superiores a 1 m sobre el hombro derecho del túnel, lo cual indica la complejidad del macizo rocoso excavado. En términos de clasificación de Squeezing, este valor se clasifica como extremadamente severo. Este comportamiento se describe gráficamente de la siguiente manera:



Figura 8 - Zona de Falla la Soledad – Gráfica general de deformaciones a mayo de 2019.

3.1 IMPLEMENTACIÓN INMEDIATA Y CONTINUA DE UN TRATAMIENTO MÁS ROBUSTO EN LA ZONA DE FALLA LA SOLEDAD

Con base en la sectorización de las principales zonas de falla del túnel principal, se asignaron las diferentes tipologías de tratamiento de acuerdo con sus condiciones geológicas y geotécnicas, así mismo, la relación costo-beneficio para el proyecto a la luz de las condiciones desfavorables y altamente inestables de la Falla La Soledad. Inicialmente se definieron y analizaron, entonces, para cada sector y de acuerdo con el nivel de deformación, un tipo tratamiento de soporte, que por razones metodológicas denominamos como: A, B y C. El tratamiento tipo A se determinó como el más robusto técnicamente y fue el que se definió para los sectores más complejos de la falla, tal como lo ilustra el siguiente cuadro:

Tabla 1 - Tipos de Tratamientos a instalar en la Zona de la Falla la Soledad

FALLA LA SOLEDAD – TIPOS DE TRATAMIENTOS DE PRESORTE							
TIPO TRATAMIENTO	PERNOS AUTO-PERFORANTES	RE-PERFILACIÓN	CONCRETO LANZADO (1a. CAPA)	ARCO	CONCRETO LANZADO (2a. CAPA)	CONCRETO LANZADO (3a. CAPA)	SOLERA
A	L=12m Cada 1,5 x 1,0	Línea Teórica Excav. +0,15	0,05 + fibra	TH-29 Cada 1,0	0,10 + fibra	0,05 en bóveda y paredes sin fibra +0,15 con fibra en la solera	Curva de 3m de profund.
B	L=6m Cada 1,5 x 1,0	Línea Teórica Excavación	0,05 + fibra	TH-29 Cada 1,0	0,10 + fibra	0,05	Curva de 3m de profund.
C	NO	Línea Teórica Excavación	0,05 + fibra	HEB-160 Cada 1,0	0,05 + fibra	0,05	Curva de 3m de profund.

Igualmente, la zona más compleja de la falla originó la necesidad de plantear un cuarto tratamiento, la ejecución del presORTE, debió integrarse con el revestimiento final (soporte complementario), con el objetivo que el anillo de presORTE y el anillo de revestimiento, trabajen conjuntamente y permitan controlar las deformaciones propias del fenómeno de squeezing ground y las deformaciones residuales en el tiempo, propias del creep. La condición generó la necesidad de la implementación de un tramo de prueba para realizar análisis de reacción del soporte instalado frente a las convergencias presentadas en la sección, orientado hacia el mejor resultado posible.

La plastificación de la sección implica que la roca sana se encuentre cada vez más alejada de la pared del túnel y por tanto que se requieran pernos de mayor longitud para una adecuada transmisión de cargas,

lo que implica un alto costo en el refuerzo que crece potencialmente e implica mayores tiempos. En nuestra la experiencia el costo y tiempos de este componente pueden multiplicarse por cuatro veces.

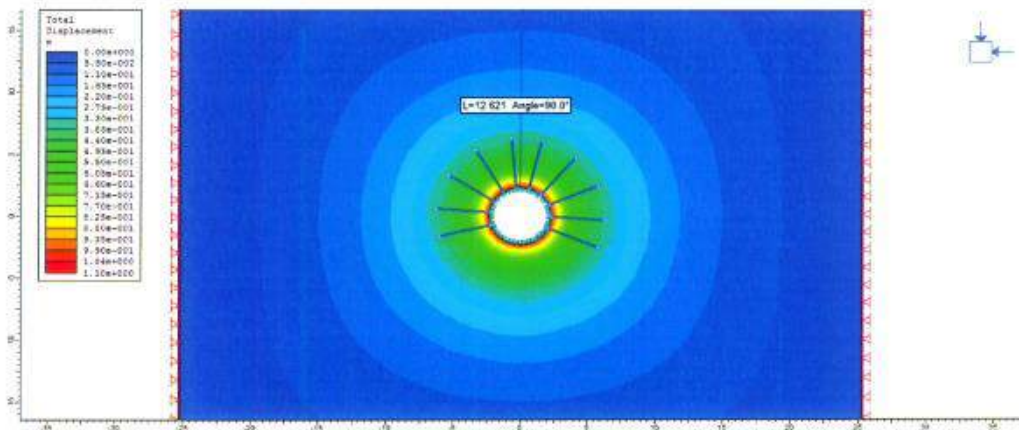


Figura 9 - Modelación de la zona plástica de la falla

En la figura se observa el aumento del radio plástico después de excavado el túnel. En caso de un cierre de la sección, el mismo aumentaría considerablemente.

4 ASPECTOS GERENCIALES POR CONSIDERAR EN EL TRATAMIENTO DE LA FALLA "LA SOLEDAD"

Es determinante que las decisiones técnicas sobre el tratamiento de la falla estén acompañadas de un enfoque gerencial decidido y de vanguardia para una gestión de operaciones eficiente, donde las situaciones presentadas requieren de una reacción tan rápida como reposada y tan consultada como inmediata.

En este sentido es preciso resaltar los siguientes aspectos en un nivel gerencial:

- **Desafío costo/utilidad en exploración y diseños:** Los programas computacionales de diseño son cada vez más robustos, al tiempo que se corre un mayor riesgo en la interpretación de resultados (se requiere conocimiento de campo) Sin inputs de calidad, no hay outputs confiables. La inversión en exploración debe ser suficiente para que un proyecto cuente con condiciones locales de análisis El concepto y dimensiones de los equipos debe estar estimado como parte de los diseños. Cuenta con la misma importancia y trascendencia para el gerente de proyecto el hecho de reconocer que los diseños fase III e inmodificables no son posibles en las obras subterráneas como tener claro que para poder iniciar la excavación de un túnel se requiere la información más ajustada posible a lo que será el modelo geológico de la obra subterránea.

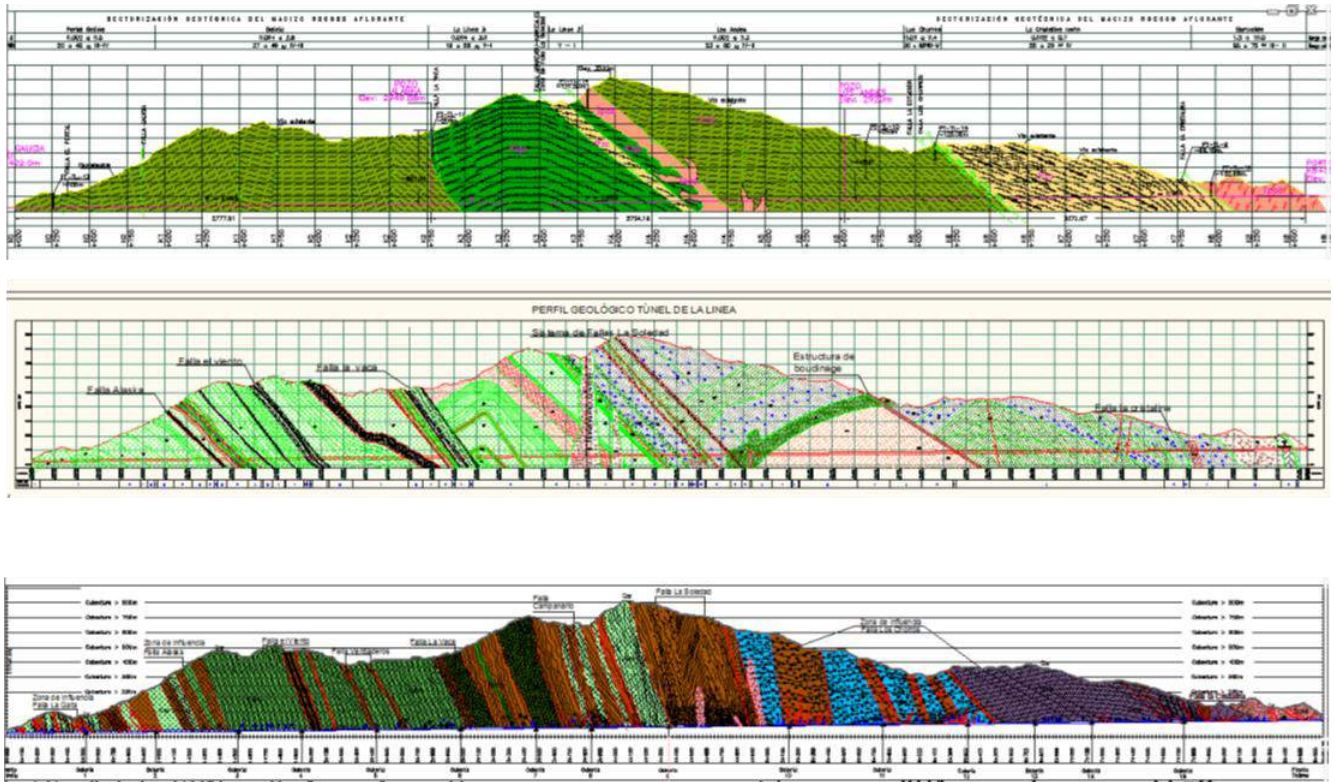


Figura 10 - Perfiles geológicos comparativos. 10a) perfil inicial, 10b) perfil túnel de La Línea, 10c) perfil túnel piloto.

Como ejemplo podemos revisar la geología realizada a partir de exploraciones comparada con la del túnel piloto y finalmente la definitiva del túnel principal, donde es claro que ninguna exploración muestra la condición final a hallar más sin embargo una exploración detallada como lo es el túnel piloto si evidencia la acción necesaria en cada frente de terreno como indicador para la estructuración adecuada del contrato, tanto en los costos como en el panorama de tiempos y riesgos, para la ejecución del túnel principal.

Un Megaproyecto de interés estratégico deberá estar en ejecución durante diversas administraciones, se considera necesario implementar una sólida gerencia de proyecto que garantice:

- Preservar como prioritaria la ejecución del proyecto dentro de la administración
- Conservar los criterios de definición técnicos ante los puntos de conflicto con los ejecutores
- La entidad debe garantizar que su interventoría/auditoría haya construido e implementado un proceso de toma de decisiones, que además incluya el factor de tiempo como determinante.

5 CONCLUSIÓN

La elección del tipo de tratamiento de presoporte requerido puede variar durante la ejecución de la obra subterránea y es una buena decisión implementar tramos de prueba para verificar el comportamiento de los sistemas propuestos en caso que los predeterminados requieran ajuste y esto no debe considerarse una falla de diseño y la decisión de llevarlo a cabo debe ser lo más inmediata posible.

La complejidad de las fallas a estabilizar debe ser un factor importante en la decisión del diseño para establecer el pilar de roca entre el túnel principal y su galería de escape y/o segundo túnel.

Los proyectos de obras subterráneas requieren de una gerencia especializada.

6 AGRADECIMIENTOS

Se agradece especialmente a todo el equipo de INVIAS que participó en la puesta al servicio del túnel de la línea, los contratistas e interventores que trabajaron incansablemente en la ejecución de este logro.

REFERENCIAS

- [1] CONSORCIO INTERLINEA. **Informe final de interventoría de la construcción de túnel piloto**, INVIAS 2009.
- [2] CONSORCIO INTERTUNEL, **Informe de urgencia manifiesta falla La Soledad**, INVIAS 2019

TÚNEIS DE BAIXA COBERTURA: DA TEORIA À PRÁTICA

C. E. M. Maffei

Phd, Full Professor University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

e-mail: maffei@maffeiengenharia.com.br

H. H. S. Gonçalves

Phd, Professor Associado University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

e-mail: helesilv@usp.br

Resumo: O crescimento das grandes cidades exige a construção de túneis cada vez mais complexos devido à proximidade, à baixa cobertura e às interferências existentes. Por outro lado, a construção de edificações de grande porte nos centros urbanos, condiciona a proximidade entre suas fundações e os túneis existentes ou a serem construídos.

Durante muito tempo os projetistas seguiam uma espécie de “regra de ouro” quanto à cobertura mínima em túneis, regra de 2,5 diâmetros e estendida para a distância entre eles. Acredita-se que tal restrição tem origem na Teoria da Elasticidade, a qual mostra que um furo de determinado diâmetro em uma chapa sujeita a um estado de tensão em seu plano não modifica o estado de tensão primitivo a uma distância de duas vezes e meia o diâmetro. Posteriormente observou-se que até 1,5 vezes o diâmetro, a influência da perturbação do estado de tensão ainda poderia ser negligenciada e a regra passou a coberturas e distâncias como uma vez e meia o diâmetro. Com a evolução do conhecimento, em especial na área de interação maciço-estrutura, o entendimento da importância do fator tridimensional associado ao método construtivo, assim como a evolução dos materiais e do próprio conhecimento, a cobertura e a distância chegaram a valores mínimos. O artigo apresenta diferentes soluções implementadas com sucesso e segurança, em obras de túneis de baixa cobertura e túneis próximos executados utilizando métodos construtivos e tratamentos adequados.

Palavras-chave: túnel de baixa cobertura, túneis gêmeos, túneis urbanos

1 INTRODUÇÃO

O receio em executar túneis com baixa cobertura ou muito próximos, levava o projetista a usar artifícios, como o apresentado na Figura 1, no qual o túnel de relativamente baixa cobertura foi construído através do método do caixão enterrado – primeiramente se executava a estrutura a céu aberto e depois “enterrava-se” a mesma por meio de escavação sob ela própria - método conhecido como “*sinking caisson*”.

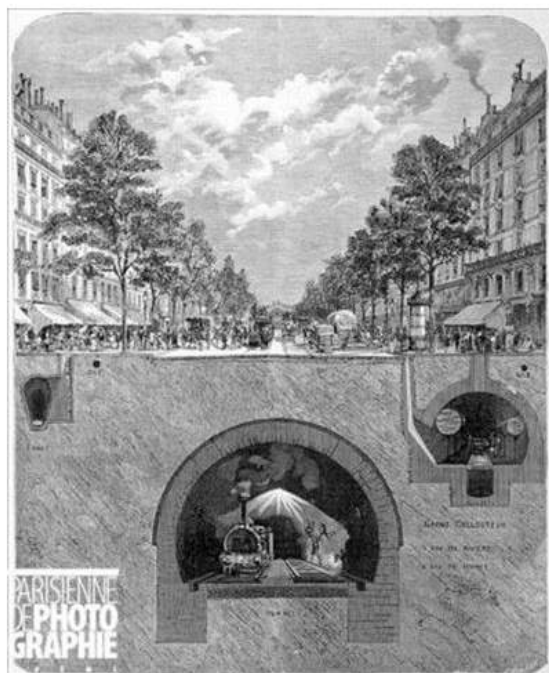


Figura - 1a - *Paris Subway picture* (1900)



Figura 1b - *Paris Subway Picture* (1900)

Os túneis podem ser classificados em função da cobertura ou proximidade como:

- Túneis com baixa cobertura.
- Túneis com muito baixa cobertura.
- Túneis muito próximos.

Túneis com cobertura baixa são caracterizados por ainda permitirem a adoção de revestimento curvo, enquanto naqueles de muito baixa cobertura não é possível acomodar a curvatura de um túnel.

As Figuras 2a, 2b e 2c ilustram a geometria nos dois casos, em contraposição ao caso de túneis com média ou elevada cobertura.

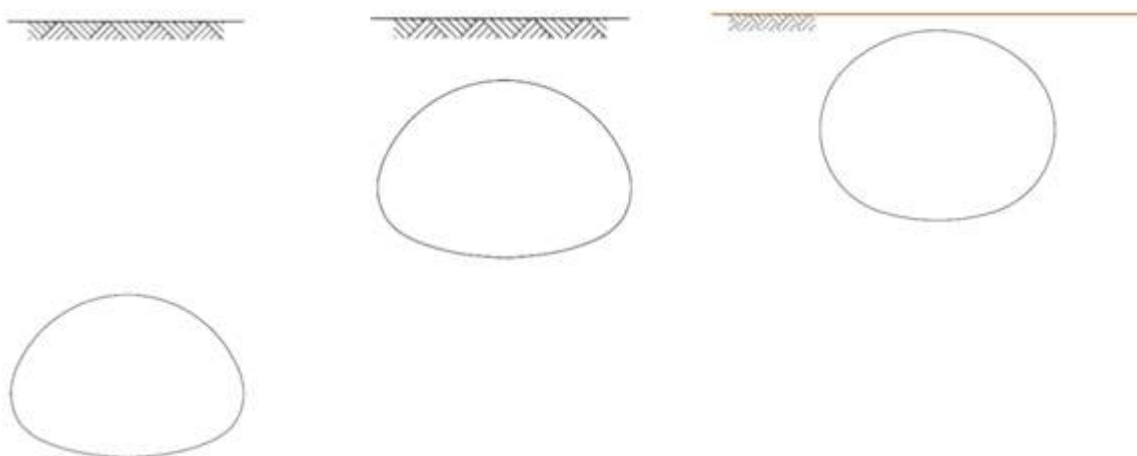


Fig. 2a - Média/elevada cobertura Fig. 2b - Baixa cobertura Fig. 2c - Muito baixa cobertura

Observe-se que a cobertura muito baixa não é apenas um critério geométrico, mas é o caso de não ser possível estabelecer curvatura na abóboda fisicamente ou não haver possibilidade de execução garantindo as equações de equilíbrio, ainda que com melhoria do maciço.

Nos casos de túneis de baixa cobertura não são aplicáveis os métodos construtivos comuns, isto é, não é suficiente estabelecer a sequência clássica de construção: escavação, instalação de cambota, primeira camada de concreto projetado na calota, segunda camada no avanço anterior e assim por diante; rebaixo a uma certa distância determinada pelo projeto. Dependendo da geometria do revestimento, proximidade e carga das fundações e das condições geotécnico-geológicas, os avanços serão limitados e o arco invertido, provisório ou definitivo, deverão ser instalados junto à frente.

O projeto e execução de túneis muito próximos, e até gêmeos, são relativamente simples, bastando distanciar as frentes providenciando parâmetros de resistência, ordem e execução de procedimentos construtivos, tornando possível controlar as interferências entre ambos, o que foi possível, por exemplo, nos túneis sob a Av. Brigadeiro Faria Lima – São Paulo, SP, apresentados na Figura 3. Apesar de os túneis terem sido escavados em sentidos diferentes, foram tomadas providências de método construtivo de tratamentos para permitir a execução praticamente simultânea.

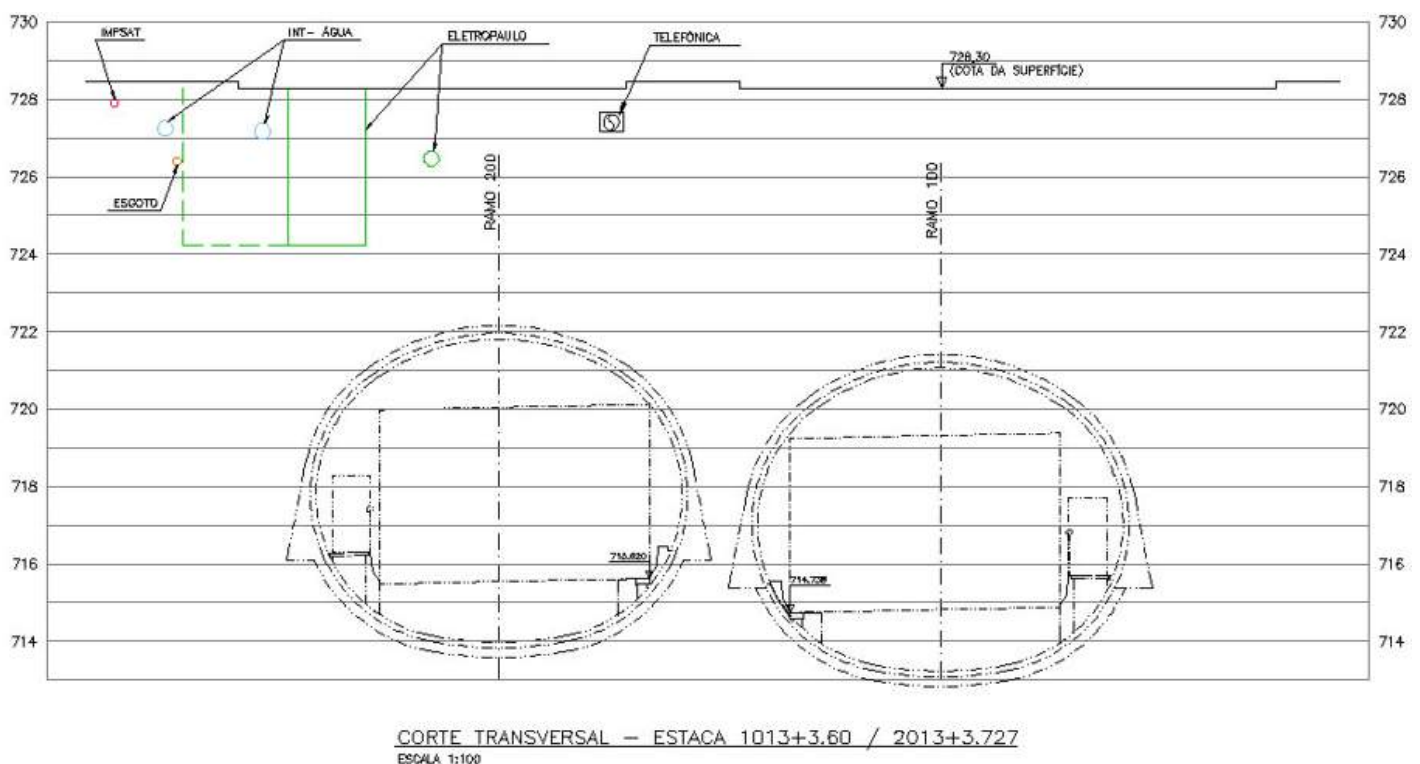


Figura 3 - Túnel Rebouças, sob a Av. Brig. Faria Lima - São Paulo, SP (Projeto Maffei, 2004)

Cabe, por importante, a seguinte reflexão:

Em geral não há efeito de “ponte” – arqueamento longitudinal e, principalmente quando houver carregamento à superfície o projeto deverá impor regras para os avanços, como limitá-lo a partir de resistências alcançadas pelo concreto projetado em cada fase e cambotas especiais para combater distorção, se houver; ou como armação para resistir à flexão, seja associada à compressão ou à tração.

Também em túneis próximos, além da distância entre frentes deverão ser observadas restrições de método construtivo, tais como a resistência do suporte a uma certa distância do segundo túnel paralelo, sejam os dois no plano horizontal ou vertical.

Alguns projetistas exigem a escavação do segundo túnel apenas depois da execução do revestimento secundário do primeiro túnel, o que é uma questão a ser avaliada em cada caso.

2 TÚNEIS DE BAIXA COBERTURA

A principal distinção entre túneis com média ou elevada cobertura e aqueles de baixa cobertura reside na concepção e método construtivo mas, também, na estabilidade do maciço.

Observa-se que no primeiro caso de instabilidade da frente, esta é local, limitada, uma vez que eventual perda desta não interfere com a superfície (Figura 4).

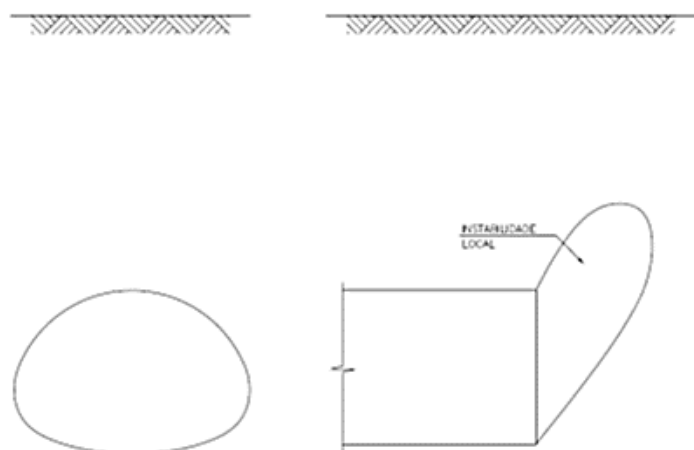


Figura 4 - Instabilidade da frente é local

Ao contrário, no caso de baixa cobertura qualquer instabilidade passa a ser global (Figura 5).

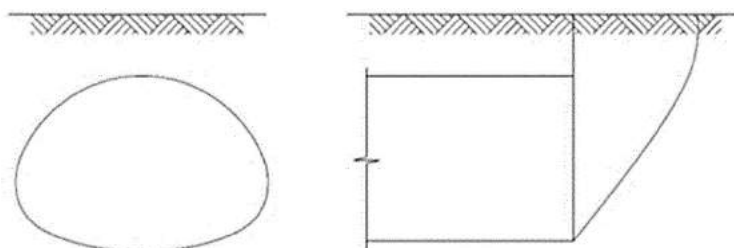


Figura 5 - Instabilidade da frente local passa a ser global

Por outro lado, a baixa cobertura é associada a aterros e solos superficiais de baixa capacidade. A pequena capacidade de carga e a dificuldade de aproximar o arco invertido face à instabilidade de frente (Figura 6) impõe a necessidade de tornar o núcleo competente.

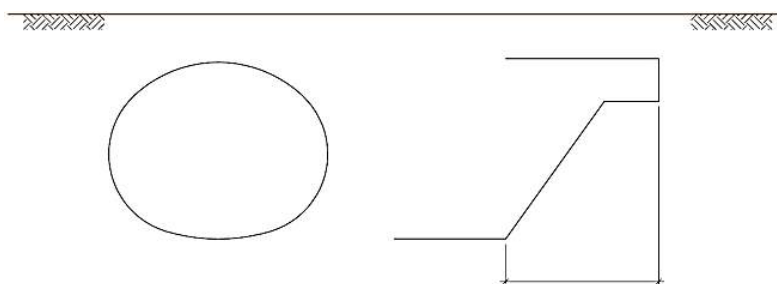


Figura 6 - Em baixa cobertura, o fechamento do arco invertido deve ser próximo da frente

Tornar a frente competente através de túnel piloto é uma possibilidade interessante porque não interfere com a superfície. A Figura 7 ilustra o mecanismo que permite transformar a instabilidade de global em local porque:

- O túnel piloto faz o papel de um "tirante passivo", reduzindo a exposição da frente.
- Permite observar o maciço à frente do túnel, o que, em certas circunstâncias, pode ser muito importante.

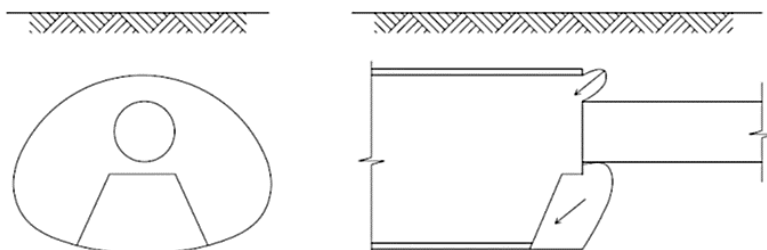


Figura 7 - Túnel de baixa cobertura - Túnel piloto torna a instabilidade local

As Figuras 8a, 8b e 8c mostram fotos de obras executadas utilizando túneis pilotos.

Outra maneira de melhorar a frente, garantindo a estabilidade global, é implantar solo grampeado, conforme ilustra a Figura 9.

A implantação de arco invertido provisório junto à frente também pode estabilizar a frente.



(a)

(b)



(c)

Figura 8 - (a) Travessia Cabula, executada com túnel piloto – Salvador, BA – cobertura 1,40m (Projeto Maffei, 2004); (b) Travessia sob estrada de ferro – Pindamonhangaba, SP (Projeto Maffei, 2005); (c) Travessia sob a Rodovia Dutra, executada com túnel piloto – Caçapava, SP (Projeto Maffei, 2010).

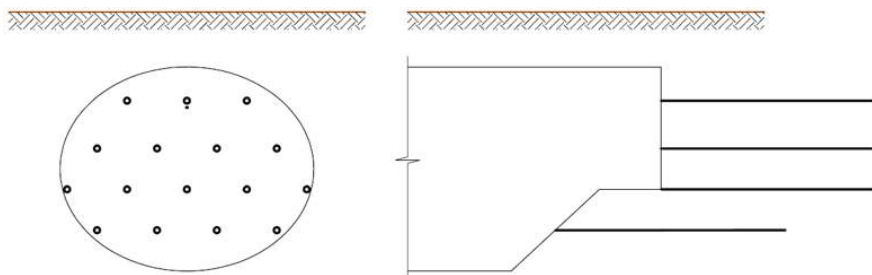


Figura 9 - Túnel com frente grampeada torna a instabilidade local

Em geral, o tratamento da frente com injeções pode provocar interferências, seja para executá-lo a partir da superfície, seja porque o próprio método construtivo, se implantado a partir do túnel, também provocaria interferência com a superfície e com as interferências existentes.

Há casos, ainda, de baixa cobertura lateral, como ilustram as Figuras 10a e 10b, em que o revestimento deve ser armado. Mesmo em caso de maciço de ótima qualidade, haverá distorção na estrutura, a qual requer que a estrutura seja projetada para resistir à flexão.



(a)

(b)

Figura 10 - (a) Túnel Água dos Meninos – Emboque Porto – Salvador, BA (Projeto Maffei, 2005); (b) Túnel de acesso ao Centro Administrativo de Belo Horizonte, MG – Executado através de galerias laterais para implantação das sapatas, permitindo a escavação sem arco invertido (Projeto Maffei, 2009).

3 TÚNEIS DE MUITO BAIXA COBERTURA

No caso de muito baixa cobertura não é possível executar o túnel na forma tradicional por questões de geometria. Nestes casos, uma solução é construir uma pré-laje, normalmente com tubos longitudinais armados apoiados em vigas-portais nas extremidades, com fundações apropriadas, como apresentado na Figura 11.

As Figuras 12a e 12b apresentam fotografias das obras de dois túneis que foram executados desta forma.

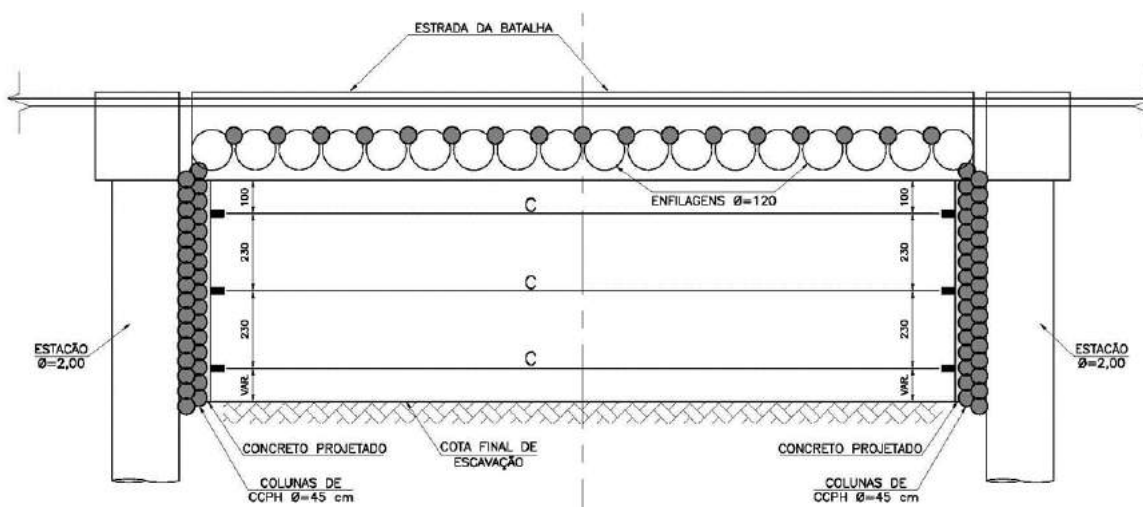


Figura 11 - Pré-laje formada com tubos preenchidos com concreto armado - Travessia Estrada da Batalha – Recife, PE (Projeto Maffei, 2009).



(a)

(b)

Figura 12 - (a) Estrada da Batalha – Recife, PE - Pré-laje com tubos preenchidos por concreto armado (Projeto Maffei, 2009); (b) Radial Leste – São Paulo, SP –Instalação de tubos antes do procedimento de concreto armado sob o Metrô (Projeto Maffei, 2013).

A pré-laje, plana ou curva, pode também ser executada à superfície, interditando-a temporariamente. Ela também pode ser feita com formato curvo, caso classificado como método cut-and-cover invertido.

4 TÚNEIS PRÓXIMOS OU TÚNEIS GÊMEOS

As Figuras 13 e 14 mostram a Estação Pólvora, do Metrô de Salvador, construída utilizando-se poços sucessivos. Na Figura 14 pode-se observar a proximidade dos dois túneis que partem da estação.

Um exemplo de túneis gêmeos é o construído na ligação Lobato -Pirajá, em Salvador. Os túneis gêmeos 3A e 3B, com dimensões da ordem de 14m de largura e 10m de altura, foram escavados sob a Av. Paralela (Av. Luis Viana Filho) com 150m de extensão e cobertura variável entre 3,0 m e 6,75 m. O maciço é constituído parcialmente por aterro lançado junto aos emboques e por aterro compactado sob a avenida. O maciço natural subjacente é constituído por solo de alteração, observando-se que o contato entre os estratos não é horizontal. Os túneis foram construídos através de revestimento de concreto projetado, cambotas treliçadas para garantir a forma, enfilagens e pregagens de frente. As Figuras 15 e 16 apresentam fotos destes túneis e a Figura 17 um corte do projeto, mostrando que o subsolo na região varia muito. A seção do túnel 3B está quase que completamente no aterro, solo menos competente. Na

seção do túnel 3A o aterro tem menor espessura, fazendo com que ele tenha sido aberto num solo mais competente. Por este motivo o túnel 3A foi construído em primeiro lugar.

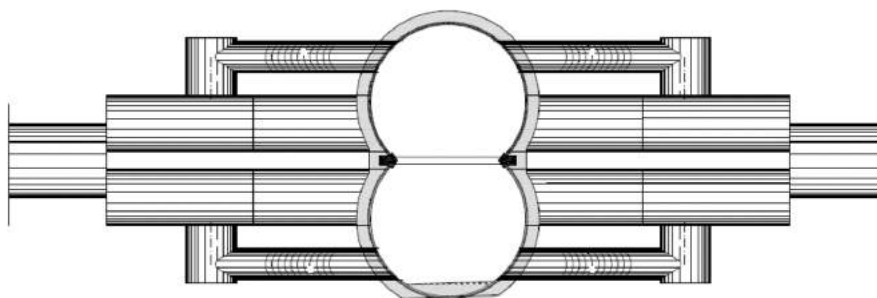


Figura 13 - Estação Pólvora em seção mista, poços sucessivos
Metrô de Salvador, BA (Projeto Maffei, 2002)

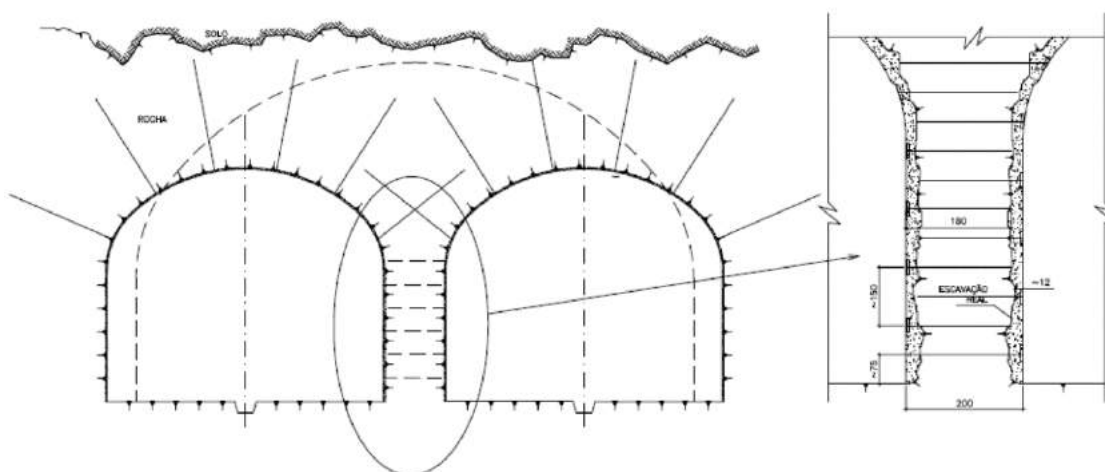


Figura 14 - Estação Pólvora em seção transversal. Observar proximidade do segundo pé-direito com o primeiro já executado – Metrô de Salvador, BA (Projeto Maffei, 2002)



Figura 15 - Vista aérea com destaque para os túneis gêmeos de baixa cobertura sob a Av. Paralela sentido Aeroporto – Av. General Costa, Salvador, BA (Projeto Maffei, 2017).



Figura 16 - Emboques dos túneis 3ª à direita e 3B à esquerda no emboque sentido Aeroporto, para a direita sentido proveniente do Aeroporto. (Projeto Maffei, 2017).

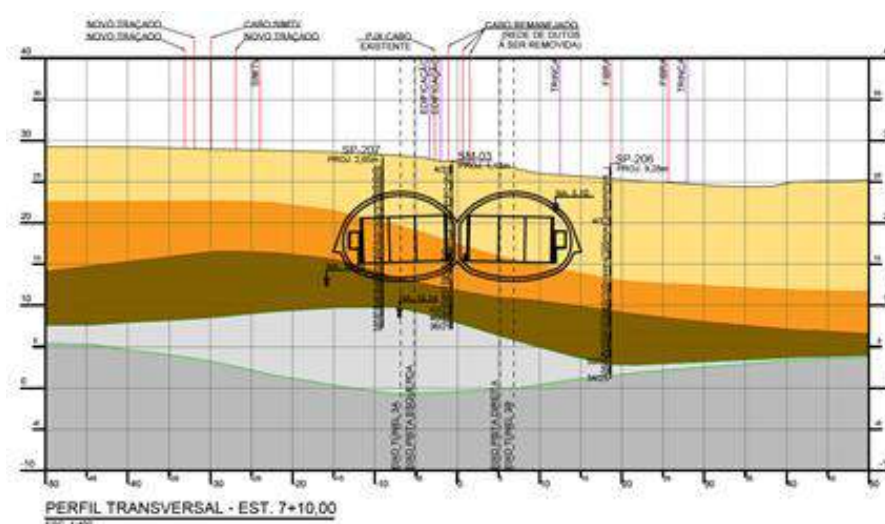


Figura 17 - Túnel 3A à esquerda e Túnel 3B à direita na região do Emboque da pista para o Aeroporto



Figura 18 - Vista do deslocamento junto ao Emboque do Túnel 3B

Na Figura 18 está apresentada a foto do deslocamento, ocorrido no túnel 3B escavado em aterro. Observe-se nesta figura o túnel 3A construído anteriormente. A Figura 19 apresenta as fases para a construção do pilar central dos túneis gêmeos.

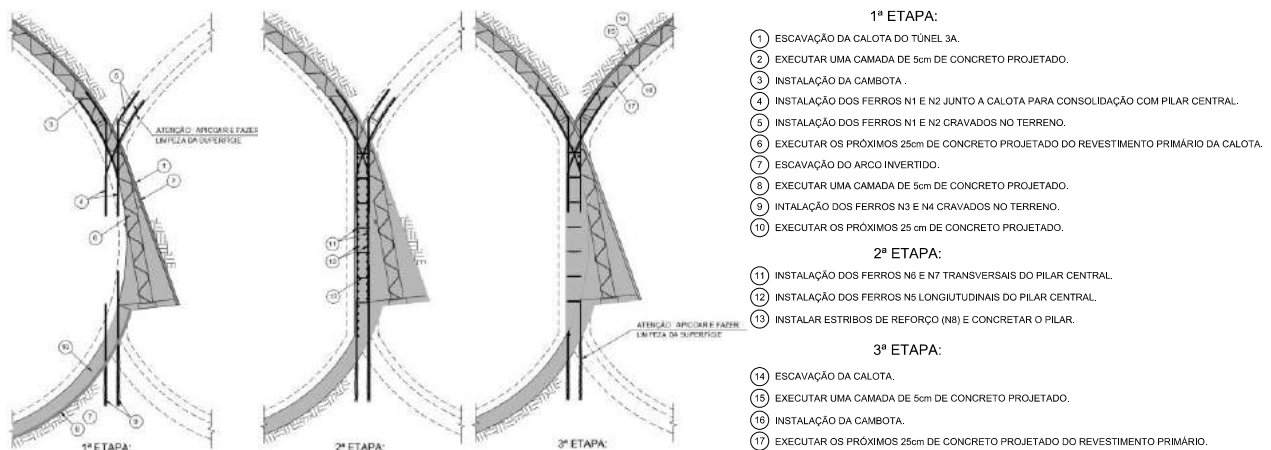


Figura 19 – Fases para construção do pilar central.

5 CONCLUSÃO

O artigo procurou demonstrar através de conceitos e exemplos de obras realizadas, que não existem, praticamente, senão limites físicos para a execução de túneis com baixa cobertura ou muito próximos, desde que estes tenham sido bem dimensionados, isto é, o comportamento da estrutura deve respeitar as condições de equilíbrio. A preocupação maior do projetista de túneis, como em qualquer estrutura – inclusive aquelas constituídas por solos, é com o equilíbrio, pois é o que leva ao colapso. Evidentemente, não somente o acompanhamento da instrumentação é importante, como também sua concepção, privilegiando o que pode ser “nocivo” ao túnel. A concepção da instrumentação deve considerar quais os mecanismos importantes para serem acompanhados. Qualquer túnel deve ser monitorado e a instrumentação analisada continuamente, porém em túneis de baixa cobertura, túneis de baixíssima cobertura e túneis próximos este acompanhamento deve ser contínuo.

Nos casos mais antigos, quando os métodos numéricos não eram tão refinados, não havia possibilidade de fornecer qualquer limite de alerta com certo grau de precisão. Entretanto, é preciso repensar a importância da definição do recalque de alerta, uma vez que o colapso do túnel muitas vezes é brusco, sem aviso, e, ainda, vez por outra as providências de método construtivo podem ser “relaxadas”.

Em todos os túneis apresentados não foram calculados limites de alerta, pois estes geram uma falsa segurança – vide rupturas bruscas – devendo-se imaginar que tais limites não servem para a engenharia julgar o comportamento do solo e da estrutura apenas por um valor de deslocamento. Dependendo do comportamento das vizinhanças do túnel, é mais seguro reforçar a estrutura e definir um método construtivo seguro. Tanto assim é, que não há possibilidade de representar o comportamento, quer da estrutura, quer do maciço, seja ele constituído de solo ou de rocha. Não se consegue, senão por uma certa margem, determinar os deslocamentos de uma simples viga construída em laboratório com carregamento conhecido, condições ideais completamente diferentes da natureza dos materiais intervenientes. Assim, o acompanhamento da instrumentação tem caráter qualitativo

6 AGRADECIMENTOS

Não seria possível listar os colaboradores nos diversos trabalhos, sem risco de esquecermos alguns, de modo que a todos os que participaram, de uma forma ou de outra, interna ou externamente ao escritório, um agradecimento especial.

Entretanto, não poderíamos deixar de lembrar de algumas pessoas, às quais seremos eternamente gratos pelas conversas frutíferas, pelas orientações, incentivo e colaboração que muito contribuíram ao longo de nossas carreiras. Nossas homenagens e agradecimentos “in memoriam” aos Professores: Prof. Dr. Victor Froilano Bachmann de Mello, Prof. Dr. Décio Leal de Zagottis, Prof. Dr. Péricles Brasiliense Fusco, Prof^a Dr^a Evelynna Bloem Souto, Prof. Dr. Mário Franco e Eng^o Paulo Franco da Rocha.

TÚNEIS IMERSOS PARA TRAVESSIAS SUBAQUÁTICAS: PANORAMA DE ANÁLISE BIBLIOMÉTRICA DA PRODUÇÃO CIENTÍFICA

M. D. T. Alves

Universidade Federal de Santa Catarina, SC, Brasil

A. E. Boettger

Universidade Federal de Santa Catarina, SC, Brasil

A. F. Bozzio

Universidade Federal de Santa Catarina, SC, Brasil

R. L. Ebel

Universidade do Sul de Santa Catarina, SC, Brasil

Resumo: Túneis imersos (ou submersos) são ligações subaquáticas que possuem uma metodologia executiva que difere da convencionalmente utilizada na construção de túneis subterrâneos. O processo construtivo dispensa grandes escavações, consistindo em imergir elementos estruturais pré-fabricados no local da implantação, que são então ligados através de juntas estanques. Atualmente no Brasil, estão sendo efetuados estudos para a implantação de um túnel imerso ligando a cidade de Santos e Guarujá, ligação esta que possui particularidades devido ao tráfego naval na região, em virtude do Porto de Santos. Neste sentido, esta pesquisa visa contemplar o estado da arte de modo a contribuir com o campo teórico da temática, apontando um panorama da metodologia construtiva, prós e contras desta solução frente a uma ponte, além de contemplar uma análise bibliométrica acerca do tema. A análise bibliométrica contempla uma metodologia de revisão sistemática da literatura e utilização de técnicas bibliométricas, com análise de artigos relevantes acerca do tema, produzidos em periódicos a nível mundial, com o mapeamento entre os anos de 2010 e 2021. Já para a descrição dos principais conceitos e apontamentos técnicos, esta pesquisa não se limitou ao intervalo supracitado. São apresentados os trabalhos, categorizados de acordo com a área de estudo mapeada, divididos em atributos temáticos, autorais, espaciais e temporais. A partir do exposto, ressalta-se que o trabalho tem dois objetivos principais: apresentar a análise bibliométrica acerca do tema, e fornecer um panorama geral sobre a solução em túneis imersos, gerando uma contribuição na eventual tomada de decisões sobre o primeiro túnel imerso do Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Túneis subaquáticos contemplam uma travessia seca sob a presença de água, e podem ser flutuantes, escavados ou imersos. Os túneis flutuantes (*Submerged Floating Tunnel*), também chamados de túneis suspensos, são suportados por estruturas flutuantes (pontões) ou ancorados, sendo utilizados em casos em que a profundidade é considerável, o que inviabilizaria um túnel apoiado no subsolo da área marinha. Como suporte a essa estrutura flutuante, podem ser utilizadas âncoras em formações rochosas para impedir a movimentação em situações climáticas adversas (adaptado de JAKOBSEN, 2010).



Figura 1 - Túnel flutuante com pontões (esquerda), e com esquema de âncoras (direita) Fonte: Jakobsen, 2010.

Os túneis escavados, também chamados de túneis submarinos, requerem maiores volumes de escavações, sendo os mais profundos dentre as três soluções de túneis subaquáticos. Também possuem maiores limitações relacionadas às condições de solo, que podem impedir ou encarecer demasiadamente a execução. Por fim, os túneis imersos consistem em vários elementos pré-fabricados, transportados até o local de assentamento por flutuação, e instalados abaixo do nível da água através de trincheiras dragadas (SAVEUR & GRANTZ, 1993 *apud* SCHULTZ e KOCHEN, 2005). A Figura 2 ilustra a representação das possibilidades de travessias secas supracitadas, além de uma ponte.



Figura 2 - Métodos de travessias aquáticas
Fonte: Adaptado de WG11(1999).

A partir da contextualização do problema, a análise bibliométrica, área conexas à Ciência da Informação, proporciona um relevante diagnóstico da produção científica acerca de um determinado tema, retrata o comportamento e o desenvolvimento, apontando lacunas teóricas e empíricas de um certo campo de conhecimento (ARAÚJO e ALVARENGA, 2011), quantificando as características presentes em uma determinada amostra de trabalhos (PRITCHARD, 1969).

Diante do exposto, o objetivo deste artigo é apresentar um panorama da produção científica, por meio de uma revisão bibliométrica, de modo a apresentar o estado da arte dos túneis imersos e apresentar uma contribuição acadêmica para identificar as lacunas de pesquisa, bem como as futuras pesquisas relacionadas à temática.

2 PANORAMA DOS TÚNEIS IMERSOS

Túnel (ou tubo) imerso, também chamado de tubo afundado, é um método iniciado pelo engenheiro americano W.J. Wilgus no Rio Detroit em 1903, para a Ferrovia Central de Michigan; o método tem sido utilizado internacionalmente desde então. Essas estruturas servem principalmente como túneis rodoviários ou ferroviários, mas também são utilizadas para o abastecimento de água e energia, proporcionando a passagem de cabos e tubulações (adaptado de BRITANNICA, 1998). A conexão com a superfície da terra é normalmente conectada a um túnel em trincheira para superar o nível entre a água e a superfície do solo. Em relação aos túneis escavados subaquáticos, os túneis imersos podem ser colocados imediatamente abaixo de um curso d'água. Em contraste, um túnel perfurado geralmente só é estável se acima deste existir pelo menos o seu próprio diâmetro sob a água. Isso permite que as

abordagens de túneis imersos sejam mais curtas e/ou os gradientes sejam mais planos - uma vantagem para todos os túneis, mas especialmente para ferrovias.

2.1 METODOLOGIA CONSTRUTIVA

De acordo com Britannica (1998), em relação a metodologia construtiva de túneis imersos, esta consiste em:

- Construção da bacia de fundição para a fabricação dos elementos do túnel.
- Construção do primeiro lote de elementos de túnel.
- Construção do sistema temporário de lastro de água.
- Selamento do elemento com um anteparo temporário.
- Inundação da bacia.
- Remoção do portão da bacia.
- Flutuação e guinchamento dos elementos para fora da bacia, para então transportá-los para o local de imersão um a um, ou a deposição em um local de estacionamento temporário;
- Preparação dos elementos para o processo de imersão.
- Imersão.
- Dragagem da trincheira para o túnel.
- Construção de um leito de cascalho no fundo da trincheira.
- Imersão do elemento do túnel em seu lugar final na vala dragada.
- Conexão do elemento, bombeando e esvaziando a água do espaço entre os anteparos (a pressão da água na extremidade livre do novo elemento comprime e veda a junta de borracha entre os dois elementos).
- O material de preenchimento é colocado nas laterais e sobre o túnel, para preencher a vala e enterrar permanentemente o túnel.

A Figura 3 apresenta o processo construtivo para esses túneis, desde o elemento na trincheira até a etapa de enchimento da trincheira.

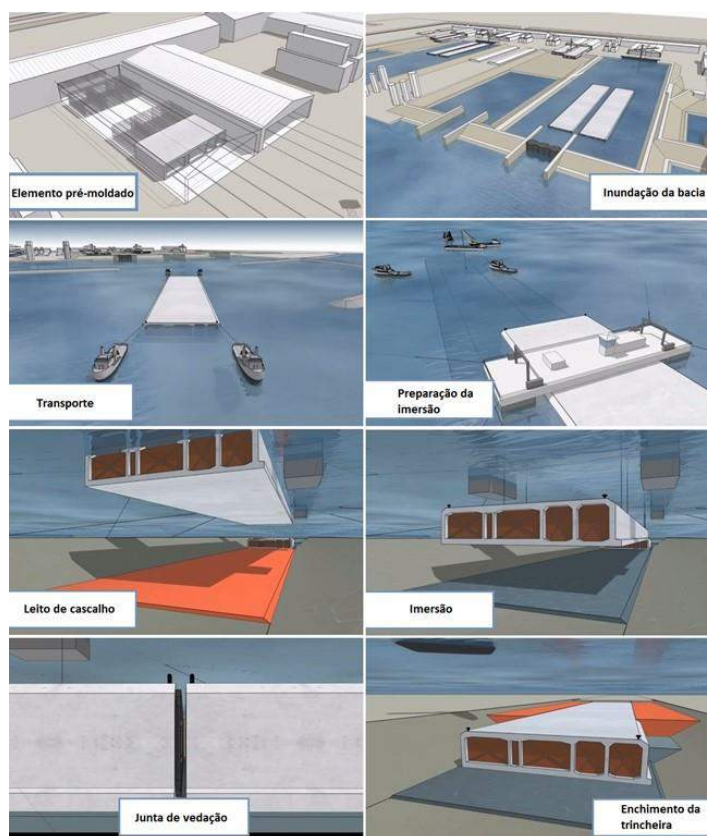


Figura 3 - Procedimento executivo de túneis imersos

Fonte: adaptado de Railsystem (2021)

Segundo Schultz e Kochen (2005), quando a remoção do material do subleito não é possível apenas com dragas convencionais, surge então a necessidade do emprego de explosivos para fragmentação do material rochoso submerso. Assim, este deverá ser removido em fragmentos, pelas dragas, após a detonação. Previamente à explosão, são utilizados sonares com emissores de ultrassom que afastam os peixes do local da detonação. Do ponto de vista prático, esse desmonte cria algumas dificuldades no trabalho de escavação, como colocação do explosivo, detonação, remoção do material detonado e controle da cota resultante, o que pode refletir nos custos e prazo da obra. Portanto, é imprescindível uma campanha de sondagens adequada e a consideração de eventuais desmontes por explosivos nos projetos de túneis imersos.

3 MATERIAIS E MÉTODO

Tendo em vista o objetivo proposto, realizou-se um levantamento bibliográfico em relação aos túneis imersos para travessias subaquáticas de forma a reunir a produção científica e delinear seu estado da arte, no lapso temporal entre 2010 a 2021, com o intuito de identificar as publicações relevantes ao assunto nos últimos 10 anos, contemplando as publicações em periódicos indexadas nas seguintes bases de dados: *Scielo*, *Web of Science*, *Scopus*, *Science Direct*, juntamente com uma pesquisa dos artigos na base *Google Scholar*.

Cabe salientar que a triagem da amostra inicial se deu pelas seguintes palavras chaves: *Immersed Tunnel*. A escolha pela palavra-chave em inglês se justifica pelo objetivo do artigo, haja vista que se pretende analisar o contexto internacional das pesquisas em túneis imersos. O período de acesso nas bases de dados ocorreu no mês de abril de 2021.

No tocante à metodologia que fundamenta esta bibliometria, foi utilizado o método de *Systematic Review*, elaborada por Dybå e Dingsøyr (2008), os quais definem uma estrutura de triagem de artigos relevantes de um determinado campo de conhecimento. O método consiste em uma triagem por etapas dos estudos encontrados nas bases de dados, analisando em cada uma destas algum tópico específico do texto, finalizados com a leitura integral do trabalho. Para elucidar as etapas deste método e o processo de filtragem dos trabalhos que constituem a amostra final deste trabalho, a Figura 4 determina um resumo das etapas concretizadas.

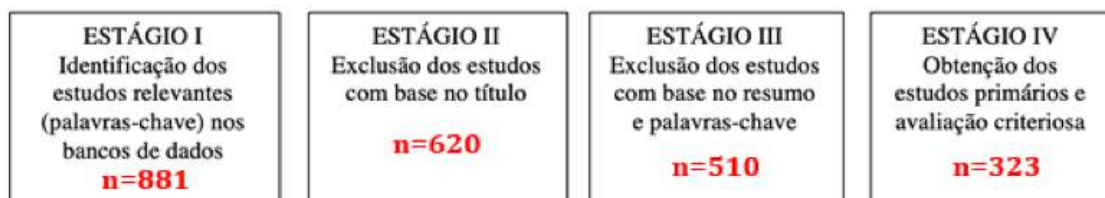


Figura 4 - Processo de seleção dos trabalhos

Fonte: adaptado de Dybå e Dingsøyr (2008)

O primeiro estágio consistiu na triagem de todos os artigos encontrados nas bases de dados, por meio das palavras chaves supracitadas. Por consequência foram encontrados 881 trabalhos, contendo artigos de periódicos, anais de eventos, e artigos apresentados em congressos e conferências. Nesta primeira triagem, a amostra integral, compuseram-se de artigos duplicados e/ou que não necessariamente fossem relacionados à temática.

Na segunda etapa de filtragem, foram observados e selecionados trabalhos nos quais continham em seu título e/ou palavras-chave, o termo utilizado para buscá-los nas bases de dados (*Immersed Tunnel*) Dybå e Dingsøyr (2008) informam que os trabalhos duplicados sejam descartados nesta fase, bem como artigos que não condizem com a temática em questão. Neste sentido, foram descartados o total de 261 artigos, resultando em uma amostra de 620 produções

No terceiro estágio de triagem, a amostra de 620 artigos foi submetida à uma análise criteriosa dos resumos e palavras-chave. Esta etapa consiste em verificar o objetivo principal do artigo, no qual deveria trazer uma análise em relação à temática, buscando relacionar métodos e sistemas construtivos, materiais, independente da sua finalidade, ou ensaios teóricos relacionados ao tema, reduzindo a amostra em 510 artigos.

De modo final, o quarto estágio abarcou a leitura integral e crítica do texto em seu alto teor, considerando aqueles que realmente tratam a temática como ponto central do trabalho, não apenas o citam. Para esta etapa e amostra final desta bibliometria, somaram-se um total de 323 artigos.

Os trabalhos selecionados foram analisados e categorizados por meio de um fichamento, objetivando as principais informações contidas em cada artigo. Após isto, os textos foram categorizados e planilhados eletronicamente.

A partir desta divisão, cada planilha contendo os trabalhos foram divididos de acordo com os seguintes atributos: (1) título, (2) Resumo, (3) autor(es), (4) área de estudo, (5) ano de publicação, (6) local de publicação e (7) palavras-chave.

4 RESULTADOS

Com a categorização dos 323 artigos foi possível realizar análises do panorama geral das publicações. Os resultados desta pesquisa abrangem os países e anos de publicação, a análise espacial e as áreas de atuação para túneis imersos.

4.1 PAÍSES DE PUBLICAÇÃO

Inicialmente, com a triagem dos artigos apresentados na metodologia, foram identificados 18 países com publicações no lapso temporal estabelecido, entre eles os países com mais publicações: China, Reino Unido, Coreia do Sul, Japão, Holanda, Estados Unidos da América, Dinamarca, Turquia e Bélgica. Os resultados desta etapa, apresentados no Gráfico 1



Gráfico 1 - Número de publicações e países

Fonte: autores (2021)

A partir do exposto, alguns países possuem mais de uma publicação sobre o tema, em destaque para China sendo considerado o país mais influente para o tema da pesquisa.

Fazendo uma análise mais profunda dentre as publicações da China, percebe-se ainda que as províncias com maior volume de publicação são Shanghai, Guangdong e Beijing, que apresentam o total de, respectivamente 44, 38 e 23 publicações na área no período entre 2010 e 2021, conforme mostra Gráfico 2. Embora províncias como Jiangsu, Hong Kong, Chongqing, Hubei, Tiajin e Shaanxi também possuam número de publicações relevantes.

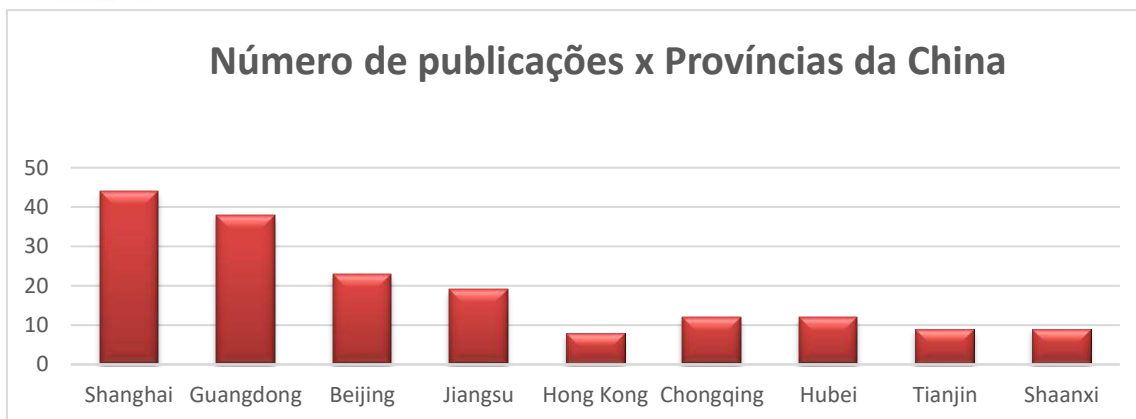


Gráfico 2 - Número de publicações e províncias da China

Fonte: autores (2021)

Em Shanghai as universidades que tiveram destaques foram Tongji University, Shanghai Maritime University. Shanghai é a maior cidade do país e a principal cidade no setor econômico, tornando-se a província dominante no tema de túneis submersos.

4.2 ANO DE PUBLICAÇÕES

No horizonte temporal, o Gráfico 3 apresenta o quantitativo de publicações, em ordem crescente, por ano de publicação. As publicações referentes ao tema tiveram início em 1974 e cabe destacar que nos anos de 1975, 1976, 1977, 1980, 1981 e 1983, não houve publicações.



Gráfico 3 - Número de publicações e ano de publicação

Fonte: autores (2021)

Diante dos resultados da evolução das publicações sobre túneis imersos nos últimos anos, que apresentou crescimento a próximo ao início do século 21, torna-se necessário entender as áreas de atuação das publicações, a fim de identificar as lacunas existentes e oportunidades de pesquisa.

4.3 ANÁLISE NACIONAL

Nesta etapa, foram analisadas publicações a nível nacional. Como primeiro resultado, foram identificadas apenas seis publicações a nível nacional do mesmo estado, como mostra o Quadro 1.

Autor	Título	Ano	Instituição
Schultz, Roberto Kochen	Túneis Imersos–Principais Aspectos Geotécnicos E Melhores Condições De Aplicabilidade No Brasil	2004	Escola Politécnica da USP
Roberto Kochen	Túneis Imersos Para Travessias Subaquáticas	2008	Escola Politécnica da USP
Isabela De Diego Pereira, Fernanda De Almeida Azevedo Silva, Midori Baião Ito	Túneis Imersos: Análise E Estudo De Caso	2014	Centro Universitário Do Instituto Mauá De Tecnologia
Danilo Cezar Lopes Salco, Bruno De Lourenço Rossini, Caueh Salzedas Teixeira, Daniella Areias Egea	Túneis Imersos: Planejamento Da Doca Seca Na Obra Santos-Guarujá	2015	Centro Universitário Do Instituto Mauá De Tecnologia
Julio Depizol Castilho, Daniel Gonçalves Lombardi, Maira Grasielle Soares Barbosa	Túnel Imerso: Estudo De Implantação Do Portal De Acesso E Estrutura De Aproximação	2015	Centro Universitário Do Instituto Mauá De Tecnologia
Andressa Baena Da Cruz, Luis Fernando De Aguiar Arruda, Marina Falopa De Souza, Vitor Augusto Marques Almeida	Túnel Imerso: Projeto Estrutural E Método Construtivo	2018	Centro Universitário Do Instituto Mauá De Tecnologia

Quadro 1 - Publicações a nível nacional

Fonte: autores (2021)

Após análise, observa-se que os seis estudos têm sua origem o mesmo estado, São Paulo, e em sua maioria foi realizada uma análise da obra do túnel imerso Santos-Guarujá que fica no mesmo estado de origem das publicações. Neste sentido, o estado de São Paulo é o atual foco de estudos sobre o tema em âmbito nacional.

4.4 ANÁLISE ESPACIAL

Na análise espacial, buscou-se pela análise dos países das respectivas publicações, a fim de identificar se as publicações apresentam relação com a proximidade a túneis imersos implantados, em execução ou em fase de planejamento. Para tanto, foram realizadas pesquisas nas páginas das agências regulatórias dos países catalogados na metodologia. Segundo Lunnis & Baber (2013) em 2018 havia registros de 180 túneis imersos, sendo a sua maioria presente no continente Europeu. Com o crescimento das tecnologias, observa-se na Figura 5 as principais localidades desses túneis no ano de 2021.



Figura 5 - Países com túneis imersos

Fonte: autores (2021)

A partir dos dados obtidos, pode-se observar que existe certa proximidade dos túneis construídos com relação as áreas de publicação. Apesar da alta incidência na América do Norte, pode-se observar que todos os países que apresentaram publicações na área possuem túneis imersos construídos, e que países como Holanda, Estados Unidos e Japão possuem mais túneis construídos em relação a China. Neste sentido, a Figura 6 ainda apresenta os exemplos de túneis imersos executados nas diferentes localidades.

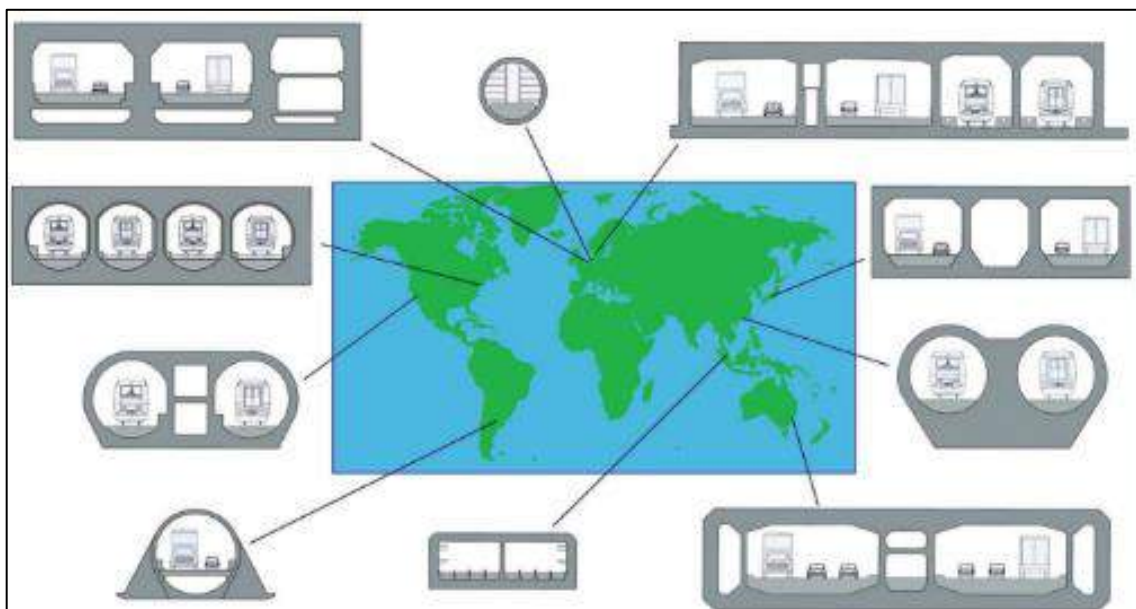


Figura 6 - Exemplos de túneis imersos executados nos países.
 Fonte: adaptado de WG11(1999).

Neste sentido, cabe destacar que os 180 túneis construídos citados foram construídos em quase 120 anos, o que daria uma média de 1 a 2 túneis por ano no mundo. No Brasil, foram publicados 6 trabalhos, sendo que nenhum túnel foi construído no período. Já na China foram 207 trabalhos, entretanto foram executados poucos túneis durante o horizonte temporal.

4.5 AREA DE ATUAÇÃO

Com o estudo dos 323 artigos, o Gráfico 4 apresenta o quantitativo e as principais temáticas abordadas nas publicações, entre elas: estrutura, geotecnia, materiais aplicados na construção dos túneis, análises sísmicas, análise da segurança contra incêndio e sistemas de ventilação, alguns *overviews* de túneis já existentes, entre outros.



Gráfico 4 - Assuntos abordados nas publicações de túneis imersos
 Fonte: autores (2021)

Diante do exposto, estudos sobre a estrutura e geotecnia dos túneis imersos são uma área com grande volume de pesquisas. Entretanto, os túneis imersos ainda carecem de estudos sobre *overview* de túneis existentes relatando sobre erros e acertos desde o planejamento até o pós-obra, análise sísmicas e análise de segurança do túnel contra incêndio e sistema de ventilação.

Pode-se concluir que a formação dos pesquisadores caminha entre as áreas de geologia, engenharia civil e ambiental, permeando-se nas áreas de conhecimento acerca da pedologia, geotecnia, engenharia urbana, cartografia temática, geoprocessamento e para todos os pesquisadores, o planejamento territorial, como área igualmente estudada por todos.

4.6 AS PRINCIPAIS TEMÁTICAS ABORDADAS

Uma das principais vantagens de um túnel imerso é que ele pode ser consideravelmente mais econômico do que as demais opções de travessias submersas, como túneis subaquáticos flutuantes ou escavados, ou até mesmo uma ponte, desde que outros fatores como geologia, profundidade de navegabilidade dos navios ou atividades sísmicas não sejam fatores impeditivos. Outras vantagens em relação a essas alternativas incluem (SALAZAR, 2016):

- Sua velocidade de construção.
- Interrupção mínima para o rio/canal, se cruzando uma rota de navegação.
- Resistência à atividade sísmica.
- Segurança de construção (por exemplo, trabalhar em uma doca seca em vez de escavar embaixo de um rio ou do oceano).
- Flexibilidade de perfil.

Os túneis podem ser redondos, ovais e retangulares. Travessias estreitas maiores selecionaram formas retangulares mais largas como mais econômicas para túneis mais largos. Entre as principais vantagens dos túneis imersos para as travessias subaquáticas, estão as técnicas aplicadas às pontes convencionais, tais como a menor extensão para travessias subaquáticas, bem como as menores interferências paisagísticas e com o tráfego hidroviário (SCHULTZ e KOCHEN, 2005).

As desvantagens incluem:

- Os túneis imersos costumam ficar parcialmente expostos (geralmente com alguma blindagem de rocha e assoreamento natural) no leito do rio/mar.
- O contato direto com a água exige um projeto de impermeabilização cuidadoso em torno das juntas.
- A abordagem segmentar requer um projeto cuidadoso das conexões, onde os efeitos longitudinais e as forças devem ser transferidos com segurança.
- Impacto ambiental do túnel e do aterro subaquático no canal/leito marinho existente.

5 CONCLUSÕES

O presente estudo pretendeu contribuir com o desenvolvimento teórico a respeito dos túneis imersos, por meio de uma revisão sistemática e bibliométrica e da proposta de reflexões e direcionamentos sobre o tema.

A partir das análises desenvolvidas pelo trabalho, pôde-se delimitar lacunas pelas quais impulsionarão futuras pesquisas na temática. A falta de padronização acerca das apresentações das coletas de dados e qualidade destes, ficaram evidentes.

Quanto a limitações desta pesquisa, é importante salientar que este estudo não visou ao esgotamento na literatura nacional ou internacional sobre o tema, visto que o corte para investigação limitou o período analisado, bem como a restrição aos periódicos científicos.

Os poucos trabalhos encontrados no Brasil assinalam a predominância de estudos empíricos, evocando o desenvolvimento teórico na área de forma a privilegiar o aprofundamento dos temas com as técnicas qualitativas, bem como preservando a objetividade e precisão da pesquisa quantitativa.

As condições de contorno que subsidiam a tomada de decisão sobre a escolha do tipo de túnel, ou entre um túnel e uma ponte, são norteadas por aspectos geológicos, geotécnicos, de tráfego marinho, ambientais, de desapropriações, logística de mão de obra e equipamentos, entre outros. Portanto, é delicado afirmar que determinada solução é superior às demais em todos os aspectos, pois apesar de se ter algumas vantagens de uma tipologia perante outra de um modo genérico, as particularidades de cada local podem ser determinantes para uma escolha, onde, garantida a boa técnica, durabilidade e segurança, deve-se levar em conta aspectos orçamentários multifatoriais.

A partir do exposto, em relação ao possível túnel imerso do Porto de Santos, devem ser minuciosamente levantados os dados a nível de Estudo de Viabilidade e Projetos, como desapropriações necessárias, interferência logística da obra com o porto, aspectos geológicos e geotécnicos do subsolo, cronograma de obras, previsão dos custos de manutenção, entre outros. O tráfego marítimo deve ser levado em conta, pois se tratando de uma ponte, choques das embarcações com os pilares e fundações podem acarretar em interdições da estrutura, trazendo prejuízos e comprometendo o fluxo automobilístico e marítimo.

REFERÊNCIAS

- [1] ARAÚJO, R. F.; ALVARENGA, L. **A bibliometria na pesquisa científica da pós-graduação brasileira de 1987 a 2007**. *Encontros Bibli: revista eletrônica de biblioteconomia e ciência da informação*, v. 16, n. 31, p. 51-70, 2011.
- [2] Britannica, **The Editors of Encyclopaedia**. "Immersed tube". *Encyclopedia Britannica*, 20 Jul. 1998. Disponível em: <https://www.britannica.com/technology/immersed-tube>. Acesso em 13 mai. 2021.
- [3] DYBÅ, T.; DINGSØYR, T. **Strength of evidence in systematic reviews in software engineering**. In: *Proceedings of the Second ACM-IEEE international symposium on Empirical software engineering and measurement*. 2008. p. 178-187.
- [4] JAKOBSEN, Bernt. **Design of the Submerged Floating Tunnel operating under various conditions**. *Procedia Engineering*, v. 4, p. 71-79, 2010.
- [5] LUNNISS, Richard; BABER, Jonathan. **Immersed Tunnels**. Nova York: CRC Press, 2013.
- [6] PRITCHARD, A. et al. **Statistical bibliography or bibliometrics**. *Journal of documentation*, v. 25, n. 4, p. 348-349, 1969.
- [7] RAILSYSTEM (2021). Disponível em: <http://www.railsystem.net/immersed-tube-tunnel/> Acesso em: 13 mai. 2021.
- [8] SALAZAR, WANETA. **Tunnels in Civil Engineering**. Publicado por White Word Publications, New York, NY 10036, United States, 2016.
- [9] SCHULTZ, Cintia Cristiana; KOCHEN, Roberto. **Túneis imersos para travessias subaquáticas**. *Engenharia*, São Paulo, n. 569, p. 95-98, 2005.
- [10] WORKING GROUP 11 PUBLICATIONS (WG11). **Immersed Tunnels - a better way to cross waterways**. *Tribune - special edition*, 1999.

TÚNEIS URBANOS DE BAIXA COBERTURA EM SOLO SEDIMENTAR ALUVIONAR SOB FERROVIAS E METROVIAS

Koshima A & Lopes J.R. & Moreira L.A.S.

Novatecna Consolidações e Construções S.A, São Paulo, Brasil

Vallejos D.V.P.

Vallejos Engenharia Ltda, Belo Horizonte, Brasil

Gomes M.A.S.

Terrajato Lda, Lisboa, Portugal

Claret D. A.L.

2DGeo Geologia Geotecnia e Meio Ambiente, São Paulo, Brasil

Marinho M.A.P.

Fábio Bruno Construções, Rio de Janeiro, Brasil

Guaraná C.A.

RUAL Construções e Comércio Ltda, São Paulo, Brasil

Resumo: Na região da Grande Tijuca, Rio de Janeiro, Brasil, área historicamente inundável, estão situados o estádio do Maracanã, as estações ferro-metroviárias e a comunidade da Mangueira. A solução do problema de drenagem foi construir o maior sistema de aqueduto pluvial urbano do Brasil, formados por túneis e canais. Em um dos trechos iniciais sob as 10 vias ferroviárias (2 túneis gêmeos de 23 m²) e sob a comunidade da Mangueira (1 túnel com 38,50 m²) apresentavam recobrimento mínimo de aproximadamente 3m. Essa região dos túneis gêmeos, está em uma região de cotas baixas, cuja geomorfologia local e superficial é de planície coberto por sedimentos aluvionares saturados, marinhos e ações antrópicas. São de granulometrias heterogêneas interdigitadas de argila, silte e areia e aterro. Para a escavação do túnel convencional em concreto projetado o condicionamento do maciço foi feito com coluna tipo CCPH (*jet grouting* horizontal-tipo CCP), enfilagem de bulbo contínuo, enfilagem injetada, pregagem de frente e dreno sub-horizontal profundo. Assim, obteve-se a melhoria das características do maciço, redução de extrusão do núcleo e garantia de segurança da obra. Na região das vias férreas os túneis foram executadas em duas etapas, mostrando-se a primeira etapa de grandes dificuldades pela predominância das camadas arenosas saturadas que causavam desmoronamentos e carreamentos na frente do túnel, exigindo alguns complementos de tratamento. Esses procedimentos de obra, e os ajustes de todos os condicionamentos do maciço melhoraram o resultado da escavação dos túneis. Na segunda etapa da obra essas dificuldades não se repetiram devido a melhoria das feições geológicas das frentes escavadas. A obra foi realizada com auxílio do controle intenso de instrumentação para acompanhar cada fase de execução do trabalho, que se mostrou ser imprescindível para evitar o descontrole das movimentações nos trilhos acima do limite estipulado e manter a operação dos trens.

1 INTRODUÇÃO

As obras para o túnel aqueduto, de desvio do Rio Joana, estão localizadas na região do canal do Mangue, cidade do Rio de Janeiro, Brasil. Durante períodos chuvosos era comum ocorrer inundação na bacia de drenagem da Grande Tijuca.

Na região de implantação do primeiro trecho dos túneis gêmeos sob as vias férreas e do Metro de superfície, por se tratar de uma região de cotas mais baixas, cuja geomorfologia predominante é de

planícies aluvionares, constituídas essencialmente por sedimentos inter digitados, cujas granulometrias variavam de argila orgânica, silte e areias aluvionares diversas (fina a grossa e até com cascalho) sotoposto a um solo residual mais resistente de gnaïsse.

A solução escolhida para o problema de drenagem foi a de construir o mais extenso sistema de aqueduto urbano de drenagem pluvial do Brasil, com extensão de 3.682 m em túneis e canais/galeria. Este sistema promoverá o escoamento de uma vazão de até 100 m³/s advindo da cheia do rio Joana, sendo que um eventual volume excedente, estimado em cerca 10 m³/s, continuará seguindo no curso atual do rio.

As obras todas para melhoria das condições de drenagem na região da planície fluvial, compreenderam a implantação das seguintes obras:

- Duplicação da canalização do Rio Joana à montante do Estádio Maracanã.
- Implantação de 2 túneis gêmeos sob a região urbana de baixa cobertura e sob as ferrovias em solo mole com seção de 23 m² e um túnel singelo em solo e rocha com seção de 38,50 m² sob a comunidade, o morro da Mangueira e residências do bairro São Cristoval e travessia sob a avenida Brasil até o cais do porto com extensão total de 2.721 m.
- Implantação de canal e galeria na Av. São Cristoval e a montante do poço C com extensão de 961 m.

O sistema de aquedutos foi concluído e entrou em operação em abril de 2019.

2 GEOLOGIA E GEOTECNIA DO TRECHO ANALISADO

A geologia regional apresenta rochas do Domínio Costeiro no Terreno Oriental da Faixa Ribeira, em cujo ambiente instalou-se o arco magmático denominado Complexo Rio Negro, apresentando atualmente rochas em diversos estágios de decomposição, juntamente com os depósitos colúvio-aluvionares.

A geomorfologia geral é constituída de áreas baixas resultante de intemperismo de maciços de rochas, fundamentalmente, pré-cambrianas do Complexo Rio Negro, que formam morros e serras cujo intemperismo gerou depósitos de talus na base, apresentando vales bem encaixados, e regiões de baixadas litorâneas preenchidas com sedimentos continentais marinhos e por sedimentos mistos de idade Quaternária (aluviões recentes).

Particularmente os trechos sob 10 vias ferroviárias e 2 vias metroviárias (com túneis gêmeos – Túneis A e B - com seção final de 23m², ou cerca de 30 m² escavada) e o trecho à jusante deste, sob a comunidade da Mangueira (1 túnel singelo com seção final de 38,50 m²) que apresentavam cobertura mínima de aproximadamente 3 m em seus trechos mais críticos. Deste modo, ficava claro a necessidade de subdividir a vazão na região dos trilhos pela inexistência de recobrimento para uma seção única.

O texto abordará o trecho inicial desse túnel, mormente na região dos aluviões e das interferências férreas que trouxeram mais dificuldades executivas e mais cuidados devido a continuidade das operações das vias férreas durante a construção. Também pela idade da via, oficialmente inaugurada nos idos anos de 1869, no tempo do império, remodelada diversas vezes em função do progresso como a implantação da Quinta da Boa Vista e diversas indústrias nessa região, e outras benfeitorias que hoje é operada pela SUPERVIA. Entretanto não se conheceu nenhum cadastro subterrâneos desta área, que serviu também como pátio de estacionamento dos trens.

As frentes de ataques dos túneis estavam nos poços C (início dos túneis gêmeos) e no poço B que faz a transição de 2 túneis gêmeos para um túnel normal (ver figura 1). As duas seções típicas do tunel estão representadas na figura 2a (seção reduzida gêmea nas vias férreas e 2b seção normal na comunidade e demais trechos em túnel).



Figura 1 - Localização dos túneis gêmeos e túnel normal à jusante do poço B, a partir da imagem do Google, Vallejos, D. 2018.

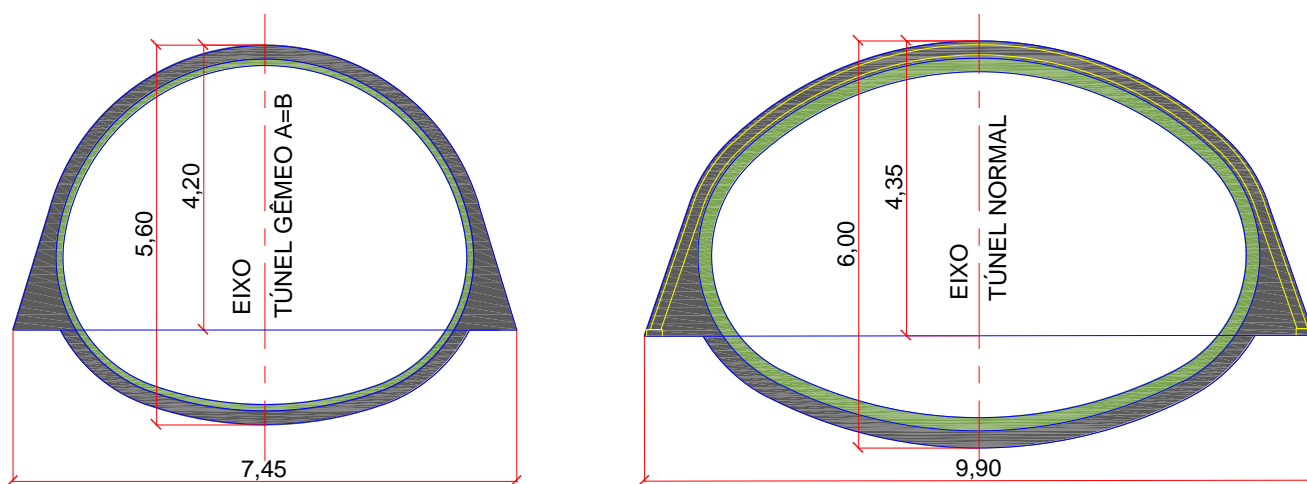


Figura 2A - Seção dos túneis gêmeos A=B sob os trilhos; e 2B - Seção normal sob a continuidade, Vallejos, D. 2018.

3 ASPECTOS CONSTRUTIVOS CONDICIONADOS PELA GEOTECNIA LOCAL

3.1 1ª ETAPA

Esta etapa envolveu os trechos que serão descritos a seguir, porém não foi possível a interligação das duas frentes de escavação pelos Poços B e C. Evidentemente que o escopo do contrato da construtora não se limitava ao pequeno trecho de túneis aqui abordado. Envolvevia todo o escopo de obras descrito na apresentação de todo o sistema de drenagem. A paralisação ocorreu pelo esgotamento da verba de contrato.

Como consequência as obras inacabadas foram relicitadas, cabendo a nova construtora contratada concluir esses trechos faltantes dos túneis A e B e as demais obras. Chamada de 2ª Etapa pelos contratantes que ficou com o escopo contendo a execução e conclusão do restante do sistema de aquedutos para entrada em operação.

Cabe registrar que na chamada 1ª Etapa, com acesso e ataque pelo poço B, participaram duas construtoras, sendo que a primeira executou pequenos trechos nos 3 túneis que partem do poço B (não destacada aqui). O trabalho maior foi feito pela outra construtora que assumiu as obras, dando continuidade na escavação dos túneis pelas frentes do poço B e iniciando as escavações dos túneis pelo poço C, também.

As escavações dos túneis gêmeos foram iniciadas pelos dois poços citados, B e C, alternando-se as frentes de ataque dos túneis em cada poço. O túnel singular, também, foi escavado simultaneamente pelo poço B no sentido da comunidade da Mangueira. Todos os túneis foram construídos pelo método tradicional com uso de cambota treliçada e concreto projetado.

3.1.1 Poço C

Essa região poderia ser considerada de cota alta em relação ao tramo em foco, com cotas da ordem de 10 m. O destaque principal é a de mostrar que a frente de escavação dos túneis A e B, a partir do poço C, no sentido do poço B, estava em maciço bastante favorável à escavação dos túneis. Era melhor porque atravessava basicamente os solos residuais resistentes e argilosos ou areno-argilosos na face do túnel com SPT entre 12 e 30. Na superfície tinha uma camada de aterro e sotoposto um colúvio até a abóbada do túnel. A granulometria destes dois materiais mais superficiais era de argila arenosas ou vice-versa, porém de SPT baixo, da ordem de 5. Para fins de representação no perfil foi adotado como sendo a mesma camada. Os solos atravessados pelos túneis A e B eram coesivos, todos inorgânicos, com intercalações de camadas mais arenosas. A cobertura mínima foi de 4 m e foi aumentando gradativamente até cerca de 5 m nas travessias sob a rua Prof. Manoel Abreu e avenida Presidente Castelo Branco até chegar no muro de separação com as vias do Metro. O nível de água acompanhou a transição entre solo residual e o colúvio junto a calota do túnel – ver figura 3.

As escavações pelo Poço C utilizaram avanços típicos de 4,2 m e enfilagens de 9 m devido à baixa cobertura do maciço, deixando um recobrimento que variou de 1 a 2 m acima da extremidade dos tubos metálicos. A sobreposição entre as enfilagens sucessivas era de 1,8 m. A cada lance foram executados 4 DHPs (drenos subhorizontais profundos) profundos de 15 m.

O tratamento típico da calota dos túneis ficou restrito a enfilagem injetada devido a boa resistência do maciço, mesmo em zona urbana de baixa cobertura, inclusive nas travessias sob rua e avenida, até atingir a região do muro do Metro. Também foram adicionados a cada dois lance 13 a 17 pregagens na face com perfurações de 12 m com sobreposição de 3,6 m entre eles.

Na 1ª Etapa as escavações por esta frente foram limitadas até a projeção do citado muro, no entorno da estaca 8. Deste modo, foram escavados 148 m do túnel A e 130 m do túnel B.

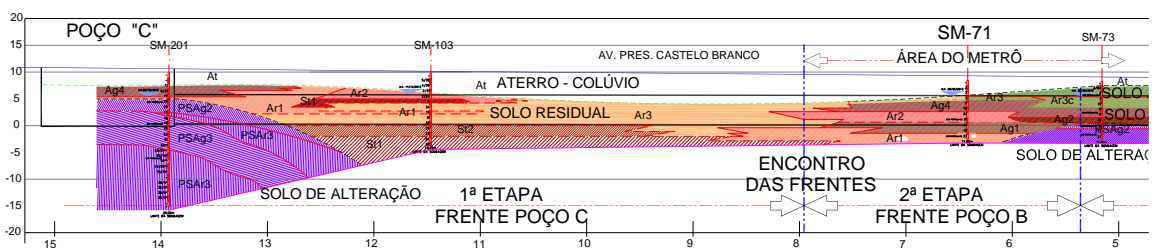


Figura 3 - Perfil geológico-geotécnico do trecho escavado pelo poço C no sentido da via do Metrô, Vallejos, D. 2018

3.1.2 Poço B

No entanto, a frente de escavação dos túneis A e B a partir do poço B estavam em cotas baixas, da ordem de 7 a 8 m, favorecendo a ocorrência de solos aluvionares interdigitados, depositado em um

paleovale. As argilas e siltes orgânicos mais superficiais eram muito fracos e instáveis com SPT 1/45 a 3, e as areias aluvionares com poucos finos de texturas variáveis de finas, médias, a grossas com presença de pedregulhos, medianamente compactos a compactos com SPT de 5 a 20, concentravam fluxos de águas e eram extremamente carregáveis. Em geral essas areias eram entremeadas com argila e ocorriam na região dos rins do túnel (região entre calota e pé de cambota), passando pelos pés das cambotas até o invert definitivo. No recobrimento dos túneis os materiais variavam de aluvião argilo-arenoso mole a aterro argilo-arenoso fraco e entulhos com lixos. O nível de água situava-se, em geral, a 1 m da superfície.

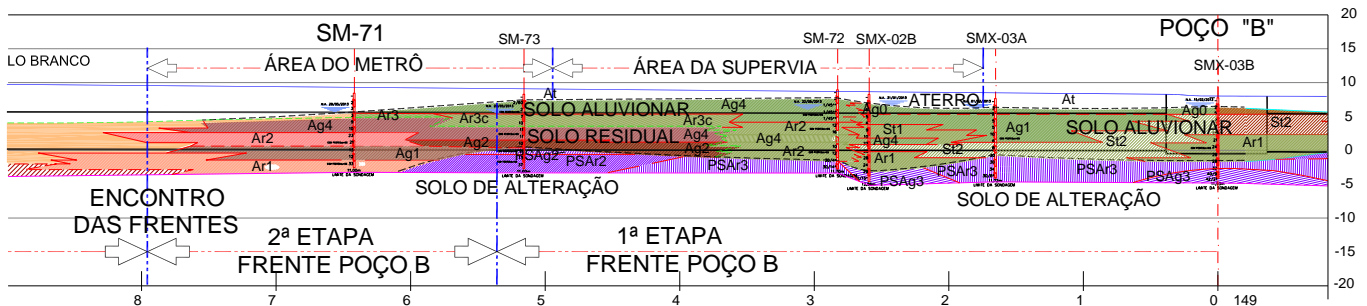


Figura 4 - Perfil geológico-geotécnico - 1ª Etapa do trecho escavado pelo Poço B no sentido da via do Metrô/Poço C, Vallejos, D. 2018.

A presença do solo de alteração de rocha de gnaiss compacta, próxima ao invert definitivo, condicionava o fluxo de água causando maior concentração nessa região (ver figura 4).

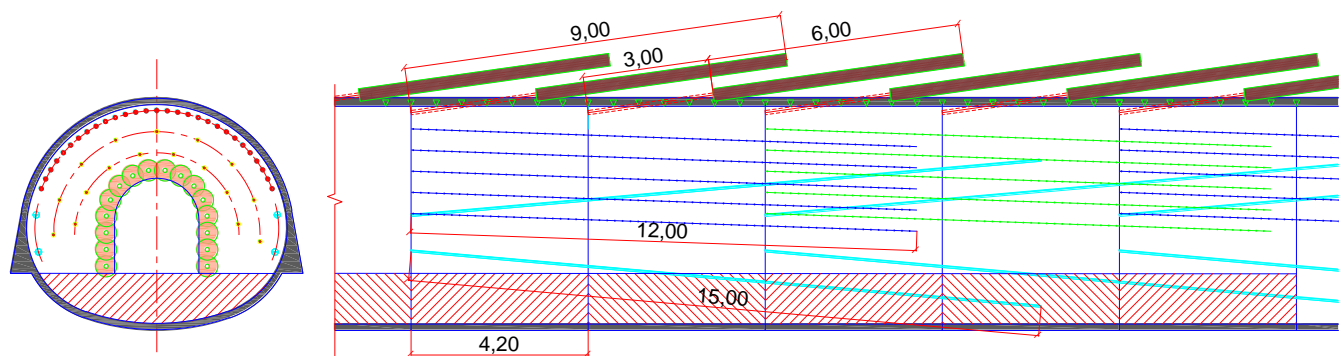


Figura 5 - Tratamento tipo pelo poço B até a estaca 5+7 m no túnel A e 5+16 no túnel B, Vallejos, D. 2018

O esquema típico do tratamento proposto inicialmente está indicado na figura 5.

O baixo recobrimento de 3 m do túnel escavado não permitia perfuração longa, por isso nestes trechos a perfuração ascendente ficou limitada a 9 m, restando cerca de 1 m de espessura de proteção de "solo" até a superfície. Por isso, em algumas situações foi notado o extravasamento de caldas junto à superfície, quando os materiais presentes eram algumas vezes composto por entulhos, lixos, outras vezes por brita de suporte à super estrutura ferroviária ou aterro argiloso mau compactado. O nível de água estava normalmente a cerca de 1 m da superfície. O avanço típico de cada lance era de 4,20 m. Porém diversos lances sofreram ajustes nos tratamentos, avanços e traçados devido a descoberta de interferências enterradas como blocos de concreto, canaletas de drenagem e de poços de captação cheios de água o que tornava indispensável o uso de *preventer*, além de dormentes de vias antigas, fundação de torres de iluminação, fundação de trecho de viaduto interrompido e outros.

Todo tipo de tratamento na calota, isto é, desde o CCPH (*jet grouting* horizontal-tipo CCP), bulbo contínuo ou enfilagem injetada, sempre foram armados com tubo de aço, SCH 40, de "2 1/2". O trecho

inicial da enfilagem que invade a seção de escavação foi substituído por um tubo de PVC rígido de mesmo diâmetro do tubo de aço para facilitar a escavação e o seu corte. Em suma, em uma perfuração de 9 m, utilizava-se 6 m de tubo metálico e 3 m de tubo em PVC, conforme indicado na figura 5. O avanço típico de escavação era de 4,2 m. A pregagem de frente e o reforço do núcleo em colunas de CCPH (diâmetro de 0,50 m) justapostas em forma de ferradura tinham comprimento de 12 m para atender a dois avanços típicos de escavação e uma superposição de 3,6m com novo lance de pregagem e reforço do núcleo. (figura 5) Sempre eram acompanhados, por no mínimo, 4 DHPs profundos de 15 a 18 m e conectados à bomba de vácuo. Localmente eram até 6 DHPs e até de drenos curtos em avanços para atuarem como ponteiras à vácuo na escavação do rebaixo.

Deve ser registrado que o uso de colunas CCPH de 0,5 m na calota não se mostrou adequado, onde predominava este recobrimento, mínimo de 3 m, com solos muito moles. Após avaliação por instrumentação e inspeção visual as colunas CCPH foram substituídas por enfilagens de bulbo contínuo justapostas (de ~0,3 m de diâmetro). Entretanto, a tendência do comportamento de elevação do terreno ainda persistia, em menor escala, pela falta de confinamento do solo que causava acomodações na superfície.

Outro registro que deve ser feito foi a necessidade de adequar o perímetro do tratamento da calota à camada arenosa existente, bem como antecipar e reforçar, localmente, com colunas inclinadas de jet na região do apoio alargado dos pés da cambota que ficavam em solo arenoso saturado, que ficavam fofos pelo fluxo concentrado de água.

Na medida que a estabilidade do núcleo de arrimo da face foi melhorando o arco de CCPH foi substituído por pregagem de frente como ilustrado na figura 6.

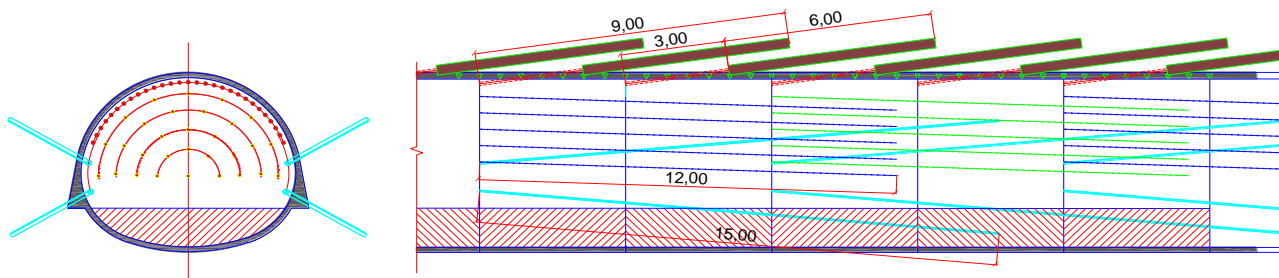


Figura 6 - Esquema de tratamento adotado após núcleo estável a partir da estaca 5+7m no túnel A e 5+16 no túnel B, Vallejos, D. 2018

A frente de escavação do poço B no túnel A foi paralisada na E 4+15, totalizando uma extensão de 95 m do poço B, e no túnel B na estaca 6+15, totalizando uma extensão de 135 m do poço B.

3.2 2ª ETAPA

Nesta Etapa ficou determinado pelo cliente e projetista que as retomadas dos túneis A e B seriam feitas apenas pelo poço B, inclusive as travessias sob as ferrovias faltantes e sob as vias do Metro e os encontros dos túneis junto ao muro de divisa entre Metro e calçada/avenida.

Faltavam para o vazamento do túnel A cerca de 65 m e para o túnel B cerca de 25 m em condições bem mais favoráveis geologicamente que o trecho anterior (ver figura 7).

Esse trecho, coincidiu com a transição do solo residual e o solo aluvionar. Nota-se, no início a presença de uma camada remanescente de aluvião que foi substituída por aterro sobre o residual nas vias do Metro na região da calota do túnel. Também o aumento de resistência média dos materiais na face do túnel com SPT entre 5 a 10 e solo mais coesivo.

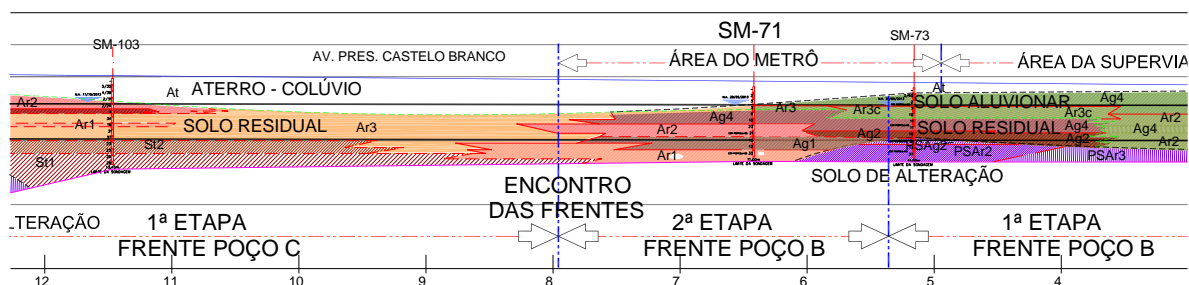


Figura 7 - Perfil geológico-geotécnicos - 2ª Etapa - interligação das frentes de escavação, Vallejos, D. 2018

Houve, também a substituição do reforço do núcleo por pregagem quando da melhoria do solo, tornando-se mais estável e coesiva a face escavada, como ocorreu a partir da estaca 5+7 m no túnel A e 5+16 no túnel B. (ver figura 6).



Figura 8 - Comparação dos aspectos geológico - geotécnicos das seções escavadas entre a 1ª Etapa (toda em aluvião e face instável) à esquerda, Novatecna 2018 e a 2ª Etapa (transição de aluvião para residual e face estável) à direita, Claret D. 2018.

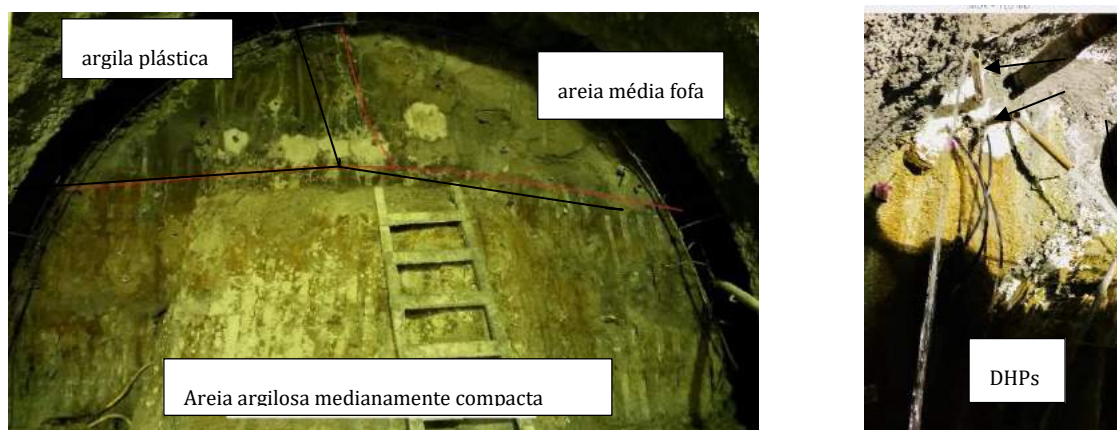


Figura 9 - Aspectos geológico - geotécnicos na calota da seção escavada- dupla deposição 1ª Etapa (à esquerda argila e do lado direito deposição de areia, toda em aluvião) e o desempenho dos DHPs escoando a água retida em poço/canaleta subterrânea, Novatecna 2018.

4 INSTRUMENTAÇÃO

As instrumentações foram imprescindíveis para orientar o ritmo e sequência executiva do tratamento do maciço, otimizar o projeto do tratamento e acompanhar o comportamento do maciço à escavação do túnel.

O critério de alerta estabelecido pelo projetista foi de 20mm sob as ferrovias e de 15 mm sob as vias do Metro.

A instrumentação era baseada em marcos superficiais e medidas de convergência e recalque no interior do túnel. Em função dos desafios da obra neste trecho de passagem de dois túneis rasos em solo aluvionar sob as vias férreas em operação foi escalada uma equipe permanente, dia e noite, para registrar, inspecionar e documentar todas as ocorrências na obra, principalmente na fase de tratamento do túnel. Também era de responsabilidade dessa equipe fazer alertas imediatas à equipe de tratamento sobre comportamentos anormais dos instrumentos por comparação de leituras e, se fosse o caso, em comum acordo com o ATO e construtora interromper o serviço para uma avaliação dos problemas observados.

As medições das movimentações na superfície eram baseadas em marcos superficiais posicionados, principalmente, no eixo do túnel e nos seus hasteais na projeção de cada lance de tratamento. Em geral as seções dos instrumentos eram posicionadas quase ao final do lance e fora da região de sobreposição dos tratamentos. Outro critério era instalar os instrumentos ao longo de cada via férrea em operação. Também eram instalados instrumentos de leituras nos dormentes (ver figura 10).

Os instrumentos internos eram de alvos topográficos acoplados a pinos instalados no revestimento, com fixação de resina. As leituras foram feitas com uso de estação total e processados diariamente.

As leituras dos instrumentos foram realizadas com uso de estação total com precisão de 0,01 mm.

A frequência de leituras foi definida em projeto conforme tipo do maciço, porém, realizadas em sintonia de acordo com avanço nas escavações e execução dos tratamentos de frente. Durante os tratamentos eram feitas ao menos duas leituras diárias na região do solo aluvionar, pois sempre se observavam movimentações de soerguimentos nos maciços fracos, registrados nos marcos superficiais.



Figura 10 - Planta de localização dos marcos superficiais no trecho sobre os trilhos do metrô e da ferrovia - 2ª Etapa, Vallejos, D. 2018

4.1 ANÁLISE

As movimentações observadas ao longo desses túneis gêmeos permitem descrever que, conforme esperado, os valores maiores foram observados na 1ª Etapa, com as escavações feitas pelo poço B, na espessa camada de aluvião. Registrou-se valores de soerguimentos de pico até acima de 100 mm no início do trabalho e que com os ajustes da solução ficou mais controlada, conforme ilustrada na figura 11 (até da ordem de 20 mm). Na região de maciço mais resistentes, ainda sob as ferrovias e metrovias o soerguimento pode ser mais bem controlado e chegou a valores máximos da ordem de 12 mm, conforme ilustrada na figura 12.

No trecho de escavação pelo poço C, sem aluvião, apesar de ainda continuar com baixa cobertura não se registrou nenhum soerguimento na superfície, somente recalques devido a escavação.

Com relação as medições internas dos túneis não houve nenhum registro anormal, pois o arco final (rebaixo) era executado logo após o avanço da face (bancada) de 4,2 m.

A figura 12 foi um exemplo típico do pico de soerguimento, entre 15/04/2018 e 20/05/2018, onde as leituras vinham apresentando pequenas movimentações e, após início de tratamento ocorreu soerguimento de aproximadamente 10mm em curto espaço de tempo, em torno de 2 dias, passando a

se estabilizar após aproximadamente 5 m após a escavação ultrapassar o local de instalação do instrumento e fechamento da seção com revestimento final de concreto projetado.

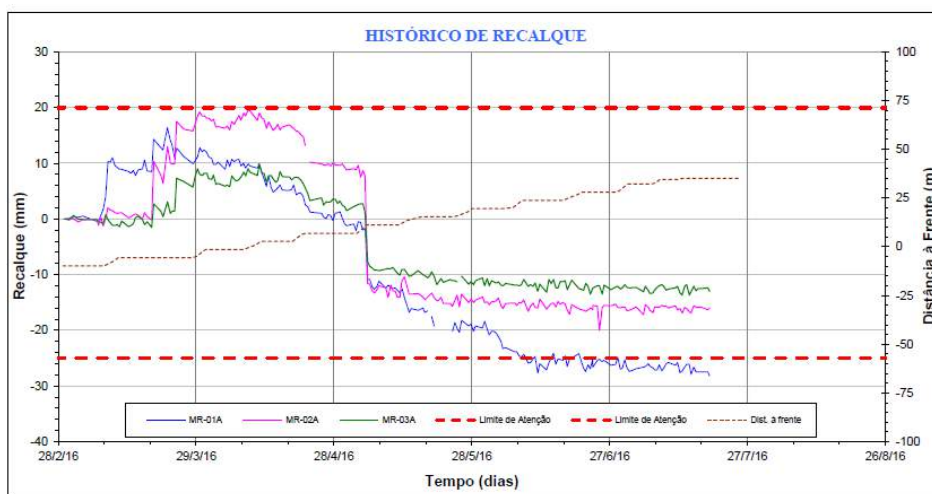


Figura 11 - Gráfico típico de leituras de instrumentos de uma seção de aluvião espesso da 1ª Etapa, Planova & Rual 2018

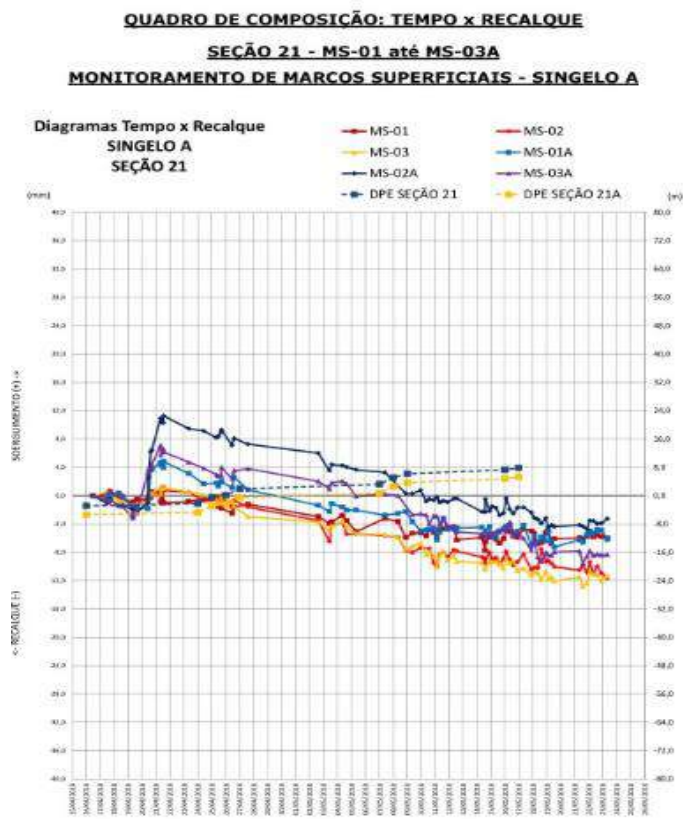


Figura 12 - Gráfico típico de uma seção no trecho de transição entre aluvião e o solo residual mais resistente - 2ª Etapa, Castilho & Fabio Bruno 2018

5 CONCLUSÃO

Túnel de difícil execução, apesar da pequena seção de escavação, devido à baixa cobertura e devido ao tipo de maciço que atravessou, imerso em solo aluvionar heterogêneo, de baixa resistência e totalmente saturado. Nesse trecho crítico ainda passou sob as ferrovias e sob as vias do Metro em operação normal.

Houve a necessidade de aplicar todos os recursos possíveis do jet grouting horizontal e de drenagem profunda pelo interior do túnel e suas variações, ajustados e otimizados in situ pelo ATO e projetista, com apoio imprescindível da instrumentação que monitorava a fase de tratamento e de melhoria do maciço, a fase de escavação até o fechamento do “invert” definitivo e sua estabilização.

Cita-se como principais lições aprendidas que:

O jet grouting horizontal, como CCPH, com colunas de 50 cm de diâmetro, não é uma solução adequada para tratamento de abóbada do túnel em maciço aluvionar de baixa cobertura e de baixa resistência, mormente quando a superfície é ocupada, devido ao inevitável soerguimento do terreno pela falta de confinamento do solo.

Nessa situação a solução passa pela redução do diâmetro da coluna como no caso da enfilagem de bulbo contínuo, quiçá com bulbo entre 20 e 30 cm.

A sequência de execução das colunas, a pega rápida da pasta de solo-cimento e a calibração do tempo espera com uso de aditivos acelerador são fatores importantes na redução do soerguimento do terreno. A experiência e destreza da equipe de tratamento é fundamental, principalmente em áreas onde não existem cadastros de interferências e que ficam ocultas no meio do maciço perfurado. O uso sistemático de “preventer” para controle de fluxos inesperados é sempre importante.

A pregagem de frente feita com uso de colunas de jet são muito mais eficientes que as pregagens injetadas em maciços aluvionares arenosos.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao proprietário da obra, Secretaria Municipal de Obra – Rio Águas - Prefeitura Cidade Rio de Janeiro, aos Consórcios Construtores Planova & Rual (1ª Etapa), Castilho & Fabio Bruno (2ª Etapa) e à Novatecna (nas duas etapas) pela divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] KOSHIMA A. extraído do **Livro Fundações: Teoria e Prática (2019), cap. 17, sub-item 17.2 – Jet Grouting**, publicado pela Oficina de Textos - ABMS ABEF, com vários editores e autores, 3ª edição.
- [2] VALLEJOS ENGENHARIA 2018, **Memória de cálculo de número 1007. TGJ.A4.TN.646, 647 e 650 para túnel sob a Supervia, sob o Metrô e sob a Radial para as obras de drenagem do Rio Joana no Rio de Janeiro.**

TÚNEL DE ACESSO AO AEROPORTO DE CONGONHAS DA LINHA 17 – OURO DO METRÔ DE SÃO PAULO

F. Ribeiro Neto & A. M. Martins

Metrô-SP, São Paulo, Brasil

L. C. S. Domingues

GeoSub Engenharia, São Paulo, Brasil

Resumo: O Túnel de Acesso/Interligação do Aeroporto de Congonhas à Estação Congonhas da Linha 17 – Ouro do Metrô de São Paulo implementa uma travessia de pedestres que, apesar de sua curta extensão (58,6 m) e reduzida seção de escavação (60 m²), trouxe a necessidade de significativo rigor na definição da metodologia construtiva e no acompanhamento técnico da obra.

A relevância deste túnel, executado através do método convencional, está em sua inserção no tecido urbano e na interação com as estruturas existentes. Seu traçado se desenvolve em curva cruzando a baixa cobertura (~11 m) sob duas as pistas da Av. Washington Luís, importante via que integra o chamado Corredor Norte Sul da Cidade de São Paulo, e 5 m abaixo do Túnel Paulo Autran, acesso principal aos estacionamentos e áreas de embarque e desembarque a partir do centro da cidade.

No local o nível de água está ~3,0 m acima da calota, na cota ~774,5 m, com argilas porosas acima deste nível, coberta por camada tecnogênica (aterro) com espessura entre 3,5 m e 7,8 m. O maciço escavado apresenta argilas variegadas arenosas de consistência média a dura, da formação São Paulo, (3Ag2, NSPT≈8), com passagens arenosas compactas (3Ar1, NSPT≈15). Abaixo da cota de travessia e Plano de Trabalho (765,82 m) temos argilas siltosas duras (3Ag1, NSPT≈20).

Como solução de projeto, foi adotada parcialização com galeria lateral (26 m²) e alargamento da calota (34 m²), suporte em concreto projetado com espessura de 25 cm, proteção da calota (~120°) com EIA (Enfilagens Injetadas de Aço) e estabilização das paredes laterais com drenos horizontais (DHP) e ponteiros filtrantes com aplicação de vácuo, partido que, aliado ao adequado acompanhamento técnico da obra, permitiu concluir a escavação sem intercorrências significativas e chegando a valores de perdas de solo entre 0,5 % e 0,7% da seção.

1 INTRODUÇÃO

O Túnel de Acesso/Interligação do Aeroporto à Estação Congonhas (TAA) da Linha 17 – Ouro do Metrô de São Paulo implementa uma travessia de pedestres subterrânea, executada sob as duas pistas da Av. Washington Luís e do Túnel Paulo Autran de acesso ao aeroporto (Figura 1).

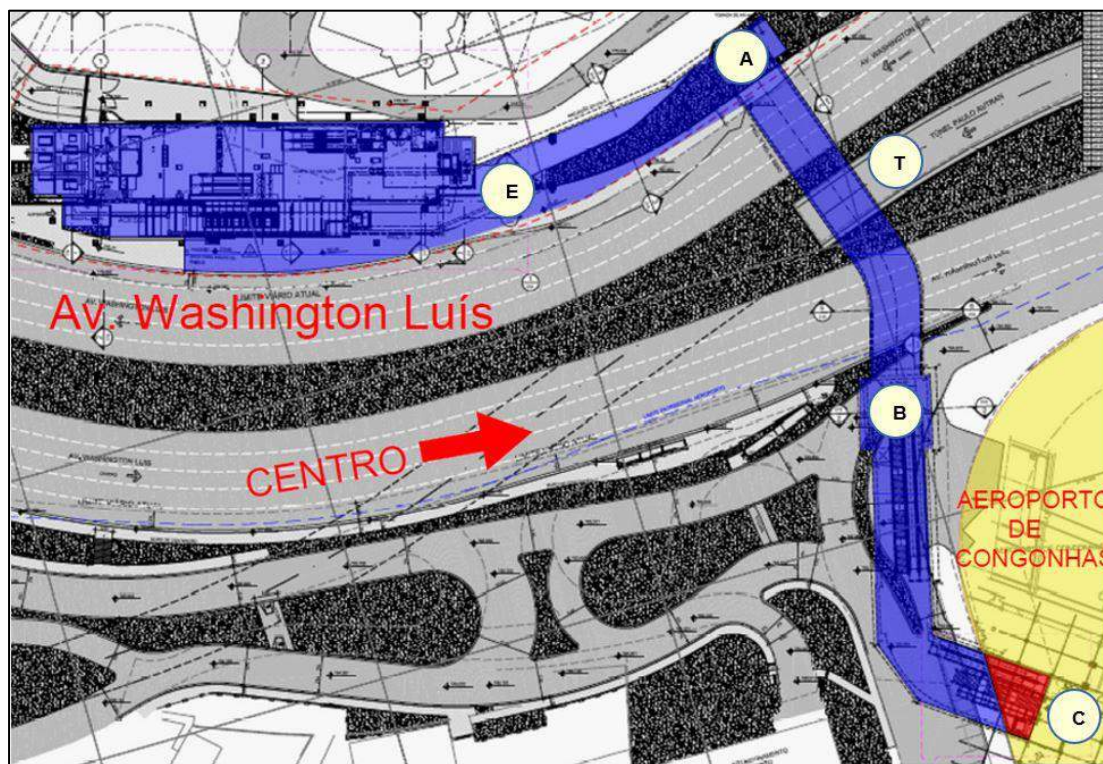


Figura 1 - Túnel de Acesso ao Aeroporto de Congonhas

A partir da Estação Congonhas (E), a passagem subterrânea é escavada em vala a céu aberto com paredes atirantadas, acomodada no talude de contenção da pista existe. O trecho em túnel inicia no Emboque (A), sendo escavado a partir da parede de contenção da pista pelo método convencional de avanços sucessivos.

A seção escavada tem largura de 10,26 m e altura de 7,74 m. A cobertura inicial de 11 m é reduzida para 4,70 m ao longo dos 10 m sob o Túnel Paulo Autran (T), acesso ao aeroporto a partir do centro da cidade. Após uma curva à direita de $\sim 35^\circ$ com raio 20 m, o túnel termina com cobertura 12,50 m no Desemboque (B) de 23 m de profundidade, no pátio de docas do aeroporto.

A passagem é finalizada por um segundo lance de escada rolante e elevador até o Acesso Aeroporto (C), integrado ao subsolo do saguão principal, mezanino inferior do desembarque, ao lado do acesso de pedestres ao edifício garagem. A travessia em túnel tem 58,63 m de extensão e seção escavada de 59,40 m², com parcialização em galeria lateral de 28,90 m² e posterior alargamento da calota de 30,50 m².

O suporte em concreto projetado tem espessura de 25 cm, com alargamento nas laterais de 90 cm para apoio no plano de trabalho. A espessura da parede lateral esquerda e do arco invertido desta galeria, ambos provisórios, é de 15 cm, armadas com cambotas metálicas instaladas na frente de escavação com cobertura de 2 cm.

Para condicionamento do maciço e segurança das atividades de escavação, foram utilizados equipamentos leves para perfuração e para instalação de drenos horizontais profundos (DHP) e ponteiros filtrantes com a aplicação de vácuo, enfilagens injetadas de aço (EIA) e pregagens de fibra de vidro (PFV). O revestimento/suporte final foi executado em concreto moldado com espessura de 30 cm, com formas de madeira, sobre impermeabilização com manta de PVC de 3 mm de espessura.

A vala de desemboque e o trecho ascendente adjacente acomodam um primeiro lance de escada rolante e elevador. Foram executados pelo método invertido para rápida liberação do acesso às docas de abastecimento do aeroporto. O trecho final sobe com escada rolante e elevador integrados ao subsolo. Acima deste local estão a pista de retorno ao centro da cidade, entrada do saguão principal de embarque e saída do edifício garagem.

Para integração da saída ao subsolo do saguão foram cortados e transferidos para novas fundações, em várias etapas, oito (8) pilares que suportam a pista de cobertura, três (3) deles pilares duplos com junta de dilatação, isto sem nenhuma interrupção total do tráfego, apenas com redução e controle de velocidade. Estas transferências de cargas foram objeto de premiação pela ANP trilhos/CBTU (DOMINGUES *et al.*, 2019).

2 CONTEXTO GEOLÓGICO LOCAL

As obras do túnel de interligação entre a Estação Congonhas da Linha 17–Ouro e o Aeroporto de Congonhas estão inseridas fundamentalmente em duas unidades geológicas distintas, sendo da base para o topo: 1) os sedimentos terciários da Bacia de São Paulo e 2) os depósitos tecnogênicos (Aterros).

A investigação geológica geotécnica realizada, associada a elementos de mapeamento superficial existente na bibliografia, mostram que as obras do túnel de interligação iriam atravessar camadas de aterro (1AT), seguidas de depósitos da Formação São Paulo predominantemente argilosos (3Ag), argilas variegadas com lentes arenosas.

A Figura 2 apresenta a seção geotécnica ao longo do túnel, desde o Emboque (A) até o Desemboque (B), passando pelo Túnel Paulo Autran (T). O terreno natural, na região do Emboque A, sobe a partir da cota 775,0 m como ombreira do aterro da pista sentido bairro, com inclinação 1V:2H. Chega na cota 781,0 m na calçada, no intradorso da curva, subindo para a cota 783,5 m na travessia do canteiro central (travessia T).

A partir deste ponto o terreno sobe ligeiramente: o Desemboque B no Pátio de Docas está na cota 784,5 m, subindo até a cota 786,0 m na saída no Acesso C.

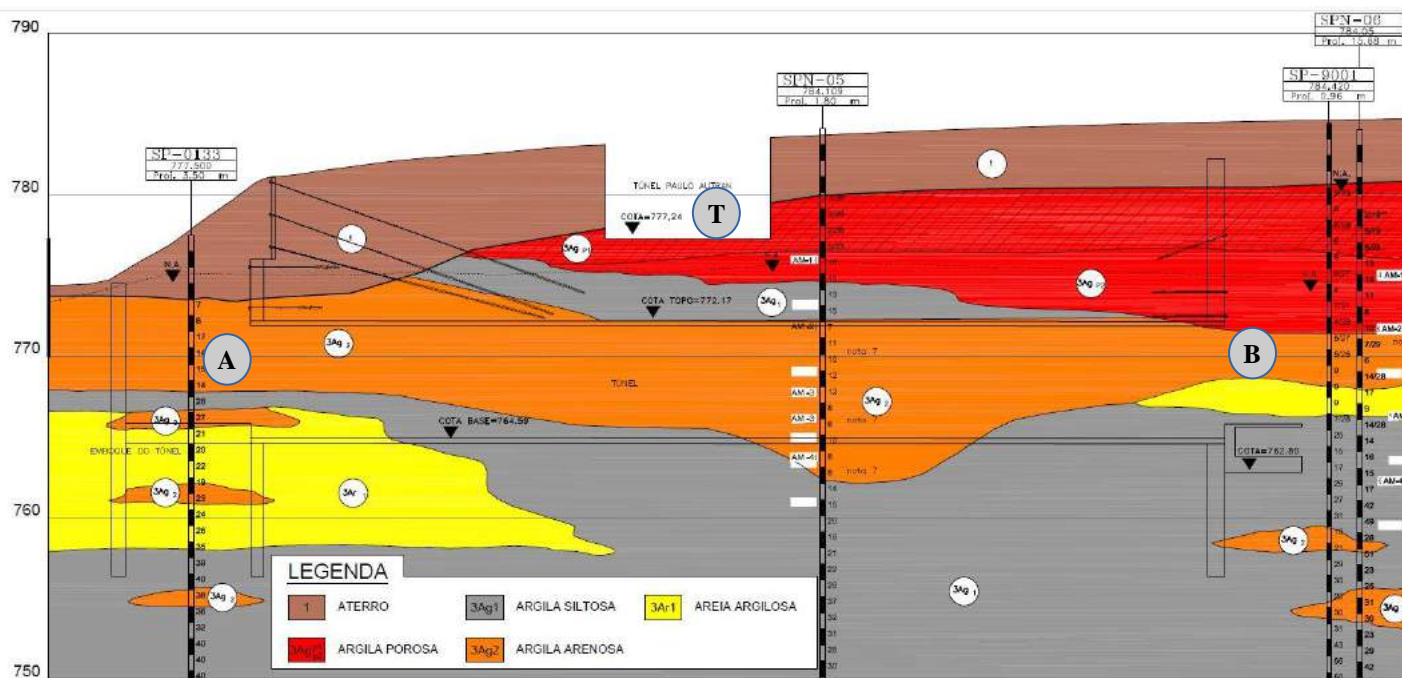


Figura 2 - Seção geológico-geotécnica longitudinal pelo túnel (2V:1H)

O perfil é típico da Bacia Sedimentar de São Paulo, com gênese geológica e dados geotécnicos amplamente consolidados, inclusive focados no local (GURGUEIRA, 2013). Considerando as várias sondagens realizadas, temos uma camada superficial de aterro com espessura uniforme (~4 m). Entre o canteiro central (T - Túnel Paulo Autran), sob a pista direção bairro da Av. Washington Luís, o aterro aumenta para aproximadamente 8 m no limite da pista (Emboque A).

A camada de aterro ocorre próximo à superfície, inicialmente podendo conter camadas de asfalto e/ou concreto com rachão. A composição do aterro é variável, possuindo matriz argilosa com frações de areia

e silte. Abaixo dessa camada tecnogênica (1AT), ocorrem os depósitos sedimentares terciários da Formação São Paulo, persistindo até a base das sondagens. O projeto básico foi definido a partir de uma sondagem SP-02 afastada 32 m do cruzamento com o túnel (T) e outra sondagem SP-0133 no Emboque (A). Sondagens adicionais na travessia (SPN-05) e desemoque (SPN-06) confirmaram o perfil inicial em suas linhas gerais.

Quanto à água subterrânea, as sondagens evidenciam presença de água infiltrada na base do aterro, retida em bolsões mais argilosos. O lençol freático registrado pelas sondagens realizadas para o projeto executivo está localizado entre 5 m (SPN-06) e 8 m (SPN-05) abaixo da superfície do terreno. A infiltração de água no horizonte poroso mostra um nível de água estabelecido nas cotas ~774 m (emboques A e B) a ~775 m (cruzamento com o Túnel Paulo Autran, T), com um horizonte mais argiloso e presença de limonita na altura e logo acima da calota do túnel (771,84 m).

3 CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

A seção típica do emboque (A) do projeto executivo está representada na Figura 3, onde a seção escavada tem largura de 10,26 m e altura de 7,74 m.

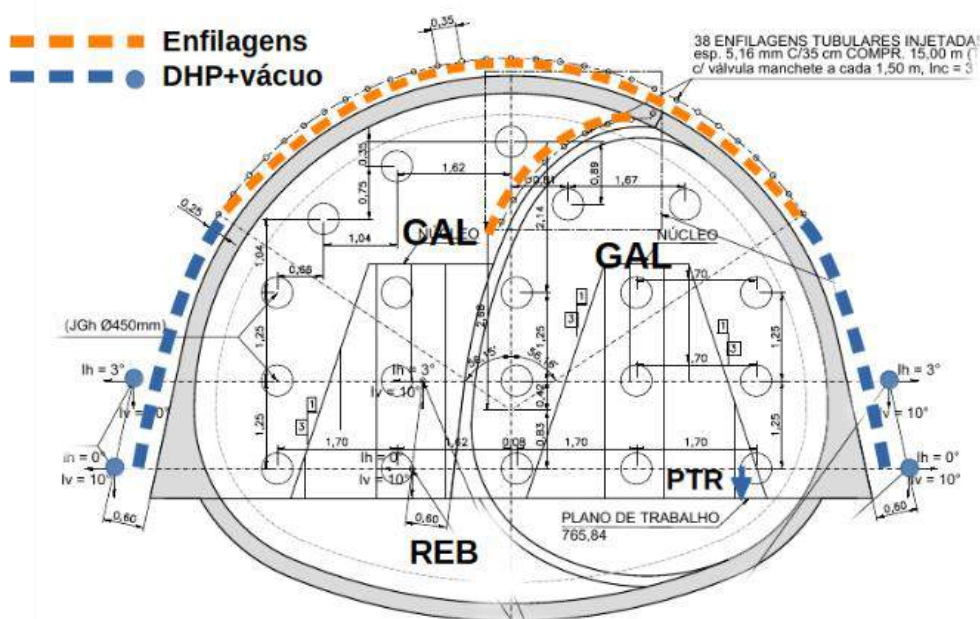


Figura 3 - Seção de escavação e suporte no Emboque A

Considerando as obras previamente executadas no local, a possibilidade de existência de perfis metálicos abandonados e a proximidade com a base do Túnel existente Paulo Autran caracterizava riscos inerentes à travessia, assim optou-se pela parcialização da seção em uma galeria lateral e alargamento.

A seção transversal foi definida a partir do plano de trabalho (PTR), nível do piso da futura travessia, com dimensões da escavação de altura 7,74 m e largura 10,26 m. Com o objetivo de minimizar os recalques e eventuais problemas com interferências, a escavação foi realizada em três etapas. Iniciou-se uma frente em galeria lateral (GAL), executada com uma parede esquerda e arco invertido provisórios de espessura reduzida (15 cm). Numa segunda etapa, a seção foi alargada na calota (CAL), com a demolição dos elementos provisórios (lateral e arco invertido). A escavação foi finalizada com o avanço do rebaixo (REB) e execução do arco invertido definitivo.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos da seção geológica típica do emboque (A). Os dados disponíveis apontam que, a partir da superfície (cota 782,0 m), temos uma camada de ~8 m (AT/AP) de solo superficial argiloso de consistência mole, aterro ou argila siltosa porosa de consistência similar, com

nível d'água (NA) estabelecido neste horizonte na cota ~775 m. Logo abaixo (cota 774 m) temos horizontes de argila variegada arenosa fina (3Ag2) de consistências média (AGmed, espessura ~3 m) passando a rija (AGrija, espessura ~4 m) que isolam o aquífero superficial. Abaixo (cota 767 m) temos areias argilosas compactas (3Ar1) com estratos mais argilosos rijos (3Ag2). Nesta tabela temos anotados os níveis da abóbada da calota (CAL) e galeria lateral (GAL), do plano de trabalho (PTR) e escavação do rebaixo (REB) e arco invertido.

No local o nível de água está ~3,0 m acima da calota, na cota ~775,0 m, com argilas porosas acima deste nível. O maciço escavado apresenta argilas variegadas arenosas da formação São Paulo (3Ag2), de consistência média (AGmed, espessura ~3 m, NSPT≈8) e rija (AGrija, espessura ~4 m, NSPT≈15). Logo abaixo deste horizonte (cota 767,0 m) de travessia e plano de trabalho temos camada arenosas medianamente compactas a compactas (3Ar1) com passagens argilosas siltosas de rijas a duras (3Ag2, NSPT≈22). Próximo ao meio do túnel (travessia Paulo Autran), estas passagens argilosas tornam-se média a rija (3Ag2, NSPT≈10±2), com espessura ~8 m.

O perfil geotécnico mostra a presença consistente de argila variegada abaixo da profundidade de 8 m em toda a área. Foi definida a travessia em túnel no local apresentado com profundidade maior que 10 m e com cobertura típica de 2 m em argila variegada de consistência média a rija.

Tabela 1 - Seção Transversal Geotécnica Típica - Emboque A

Estrato	Cota (m)	h (m)	N _{SPT}	W _{nat} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ'	E (MPa)
AT/AP	782,0	0,0	4 ±1	17	10	20°	12
NA	775,0	7,0					
AGmed	774,0	8,0	8 ±2	18	20	24°	24
CAL	771,84	10,16					
GAL	771,11	10,89					
AGrija	771,0	11,0	15 ±2	19	25	25°	57
3Ar1	767,0	15,0	22 ±3	20	3	32°	75
PTR	765,84	16,16					
REB	764,09	17,91					

Está apresentado na Tabela 2 o detalhamento da seção de escavação, do condicionamento e suporte da seção transversal típica, aplicada ao longo do túnel.

Tabela 2 - Resumo da Seção de Escavação e Suporte

Frente	Escavação (m ³ /m)	Concreto* (m ³ /m)	Demolição (m ³ /m)	Armação** (kg/un)	Enfilagem (un/av)	Drenos (un/av)	Pregagem (un/av)
GAL	28,88	4,23	--	CB 116kg/un	5E+9D	2E+2D	8
CAL	23,34	4,25	1,61	CB 92kg/un	16E+7D	3E	7
REB	7,17	2,10	--	tela Q-246 48 kg/m	--	--	--
SUPORE***	59,39	10,58	1,61	308 kg/m	37 un/av	7 un/av	15
REVEST ^o		7,48		tela L-503 305 kg/m			

- Notas: *) concreto projetado via úmida $f_{ck}=30$ MPa (suporte 25 cm) e concreto moldado $f_{ck}=35$ MPa (revestimento 30 cm); fator $a/c \leq 0,55$; impermeabilização manta de PVC espessura 3 mm;
- **) cambotas treliçadas CB 1Ø16+2Ø12,5; peso com acessórios;
- ***) avanço com cambotas a cada 0,80 m no eixo para o trecho corrente e 0,60 m para o trecho em curva; enfilagens, drenos e pregagens a cada 9,60 m e 4,80 m no trecho em curva.

4 ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DE OBRA

O projeto executivo foi elaborado com base em dados, premissas e condições na época prévia de sua construção, que foram sendo ajustadas ou confirmadas na fase construtiva em função dos dados obtidos do mapeamento de frente, comportamento apresentado pelo maciço, suporte e sistema de rebaixamento, e estruturas lindeiras.

A seção de emboque do túnel seguiu o especificado no projeto executivo de condicionamento do maciço, e foram sendo alterados os condicionamentos das seções conforme o avanço da escavação e análise do Acompanhamento Técnico de Obra – ATO, que segundo, Ribeiro Neto *et al.* 2008, é o processo fundamental na implantação de obras subterrâneas e consiste, essencialmente, em observar e acompanhar continuamente o avanço da escavação, o comportamento do maciço e das estruturas no entorno da obra, por meio de vistorias, monitoramento, instrumentação geotécnica e retroanálises com a utilização de modelos numéricos.

Nesta obra o ATO foi realizado por uma equipe de engenheiros, geólogos e técnicos, devidamente preparados e treinados, com a finalidade de realizar a interface do projeto e da construção de túneis e foi um braço importante do projeto. Desta forma, a equipe de ATO teve o papel de esclarecer e orientar os caminhos técnicos para viabilizar as soluções. Este processo necessitou da interação entre as equipes de projeto e de construção para que as ações fossem tomadas com rapidez, eficiência e eficácia, através de um processo de comunicação fluido e ambiente colaborativo, visando a garantia da segurança e desempenho executivo.

A execução do túnel de interligação seguiu o método de escavação convencional com a utilização de equipamentos leves e materiais de uso corrente. O suporte foi instalado em avanços sucessivos a cada 0,80 m, com exceção do trecho em curva que foi a cada 0,60 m, mobilizando a capacidade do maciço em rearranjar o fluxo de tensões ao se deformar, tornando o suporte viável como casca esbelta flexível sujeita a compressão simples.

Para permitir estas deformações de maneira segura e considerando as complexidades do local, no contorno da frente de escavação foi utilizada proteção da calota ($\sim 120^\circ$) com enfilagens injetadas de aço, as paredes laterais estabilizadas com drenos horizontais profundos e ponteiras filtrantes (drenos subverticais) ambos com aplicação de vácuo, e pregagens estabilização da frente de escavação.

No Emboque A, conforme Figura 3, foram utilizadas pregagens com CCPH ($\varnothing 50$ cm, comprimento 15 m), conforme previsão do projeto básico. Porém com o avanço das sondagens e estudos do projeto executivo, a solução inicial foi alterada para pregagens de fibra de vidro, solução que se mostrou mais adequada para a camada argilosa predominante na seção de escavação.

Saindo da estação, logo após o cruzamento com o túnel Paulo Autran, o traçado curva-se à direita $\sim 35^\circ$ (curva com raio circular de 20,0 m). Antecipando as dificuldades de geometria para a instalação simultânea de pregagens, drenos e enfilagens tubulares metálica, ao longo deste trecho em curva a modulação de avanço dos tratamentos foi reduzida à metade (4,80 m), assim, evitando interferências entre os elementos de tratamento, invasão ou afastamento excessivo da seção de escavação. No túnel, estes elementos foram dispostos como mostra a Figura 4.

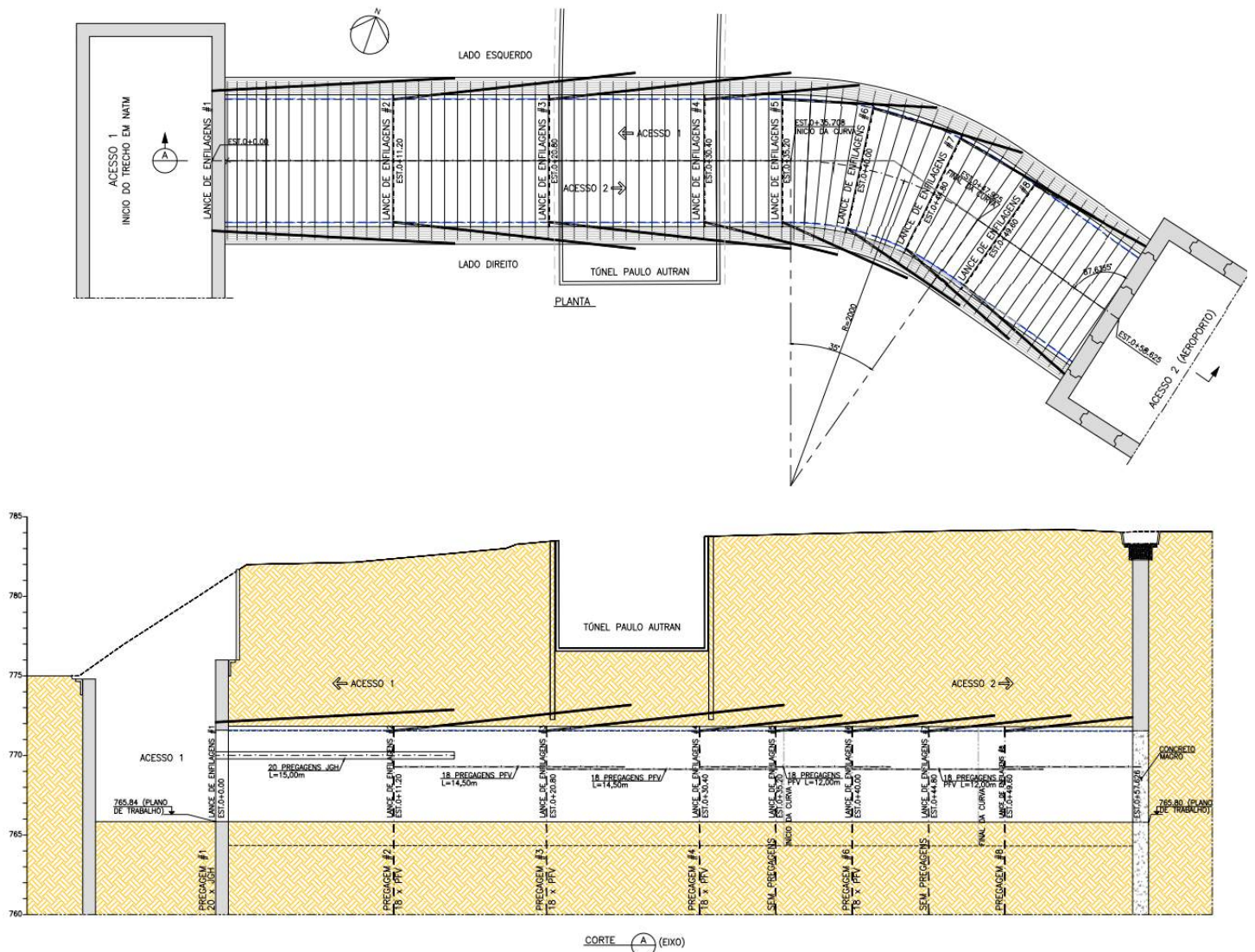


Figura 4 - Planta e seção transversal do Túnel

Logo após o Emboque A, em função do acompanhamento da frente de escavação foram utilizados os seguintes elementos de condicionamento, representados na Figura 5:

- EIA: em laranja, a cada módulo de 9,60 m (reduzido à metade na curva) enfilagens injetadas de aço tubo SCH-40 Ø63 mm em furos de 4" executados na face da escavação, no intradorso, a cada 0,30 m, posição adaptada segundo interferências conforme figura; trecho inicial de 3,0 m em tubo PVC branco; inclinação radial de 11%, aumentada no intradorso da curva e deslocada lateralmente para acomodar a seção do túnel; comprimento de 12,0 m, com válvulas manchetes a cada 1,5 m para injeção de calda de cimento a 3,7 l/m;
- DHP: em azul, drenos horizontais profundos em tubo de PVC de 50 mm (2") em furo de 76 mm (3"), ranhurado ou perfurado nos trechos drenantes, protegidos com tela plástica de abertura #0,6 mm; perfuração preparada através de tubo de PVC de 100 mm (4") posicionado nos dois avanços anteriores, atravessando pelo meio da cambota treliçada; trecho inicial de comprimento variável selado com argila (até 30 cm de penetração no maciço); até três (3) drenos aplicado conforme figura na metodologia ABC (furos direcionados para Alto, Baixo e Chão como ponteira drenante, neste caso furação apenas no último avanço). Aplicação de vácuo no maciço para estabilização na escavação (força aplicada pela pressão atmosférica acima do vácuo típica 30 kPa numa faixa de ~1,0 m), arranjo estudado para que não ocorresse a perda de vácuo com elevação dos tubos acima da boca do dreno ou tubulação de vácuo.

- PFV: em vinho, pregagens de fibra de vidro, aplicadas nas seções de tratamento; três (3) cordões de diâmetro nominal de $\varnothing 6,3$ mm acomodados em torno de tubo plástico de 32 mm com válvulas manchetes a cada 1,5 m; tubete de $\varnothing 6,0$ mm até a ponta para injeção da bainha; furo de 64 mm ($2\frac{1}{2}$ "") com inclinação descendente 3%; espaçamento típico na seção de 1,60 m com área de influência de cada pregagem aproximadamente circular com este diâmetro (área de cada tendão $A_T = 2,0$ m², carga de trabalho de 50 kN, comprimento de 12,0 m). Para detalhes e cálculos ver Delgado (2009).
- MAV: marchavantes em vergalhão de aço foram aplicados para garantir a continuidade do pré-suporte de contorno na região de ligação entre as calotas da galeria lateral e do alargamento. Foram utilizados vergalhões cravados de aço CA 50 $\varnothing 20$ mm com comprimento de 2 avanços + 0,80m, garantindo a sobreposição mínima de 1 avanço.

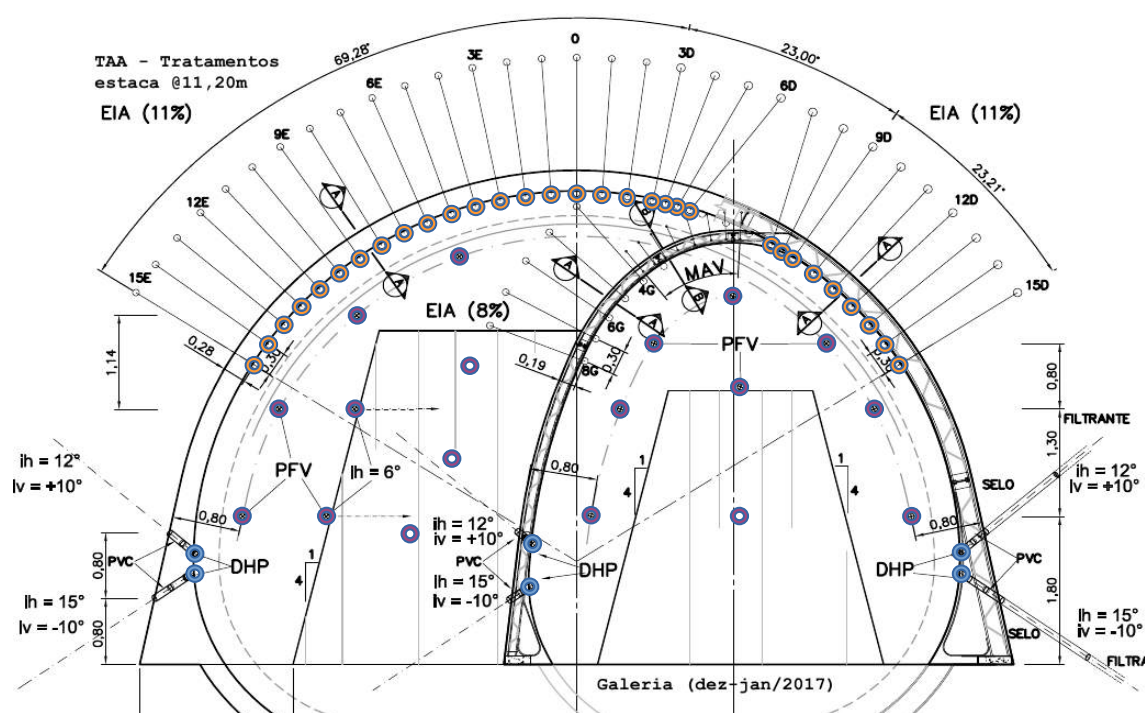


Figura 4 - Seção típica de escavação e suporte do Túnel

A Figura 6 apresenta os recalques estimados para a passagem sob o Túnel Paulo Autran da Galeria Lateral (azul, recalque = 32 mm) e Calota Final (vermelho, recalque = 50 mm), considerando perda de solo de 1%, utilizando a formulação de Peck (KOLYMBAS, 2005). Esta deformação foi imposta no piso em concreto armado do túnel Paulo Autran para verificação das deformações adicionais (formulação teórica calculando curvaturas, rotação e deformações a partir da curva de Gauss apresentada, imposta no piso como uma viga de concreto armado; todo o cálculo realizado em planilhas digitais). O acréscimo de rotação na seção do guarda-rodas ($h=1,0$ m) foi de 2,6‰.

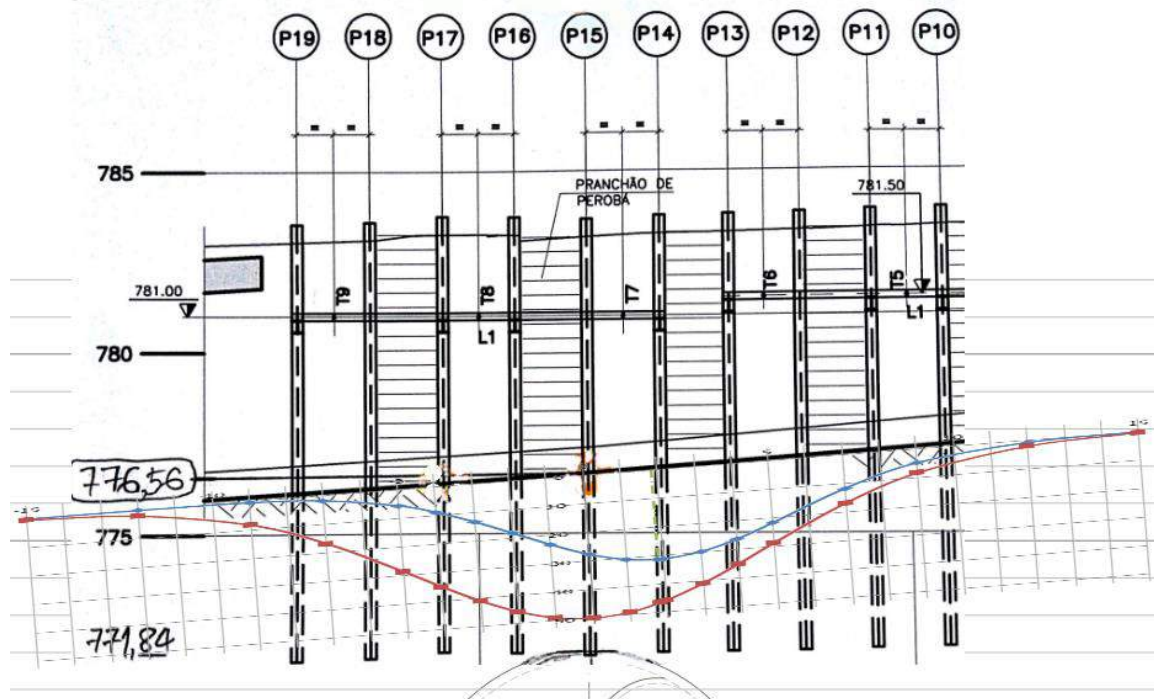


Figura 5 - Cruzamento com o Túnel Paulo Autran

Os principais desafios construtivos na execução deste túnel em meio urbano foram referentes a interface com o túnel Paulo Autran existente, ou seja, risco de interferência com elementos remanescentes (perfis metálicos e tirantes) da contenção provisória do túnel Paulo Autran; limitação do número de seções de instrumentação, interferência do intenso tráfego local nas leituras da instrumentação e dificuldades no condicionamento do maciço na região do traçado em curva do túnel.

Em função dos desafios citados acima, visando garantir a segurança das escavações, das instalações das redes de utilidades públicas, e preservar a integridade das estruturas, como o túnel Paulo Autran, pavimento das vias de tráfego na superfície e edificações lindeiras, foram realizados estudos com análises técnicas e adotadas as seguintes premissas de projeto e de acompanhamento técnico de obra:

- Minimizar o risco de ruptura durante as paradas para execução dos tratamentos de frente e de teto do túnel.
- Melhorar as condições de drenagem durante escavação do túnel.
- Intensificar o tratamento de teto na região de menor cobertura, na região do túnel Paulo Autran existente.
- Elaborar monitoramento da instrumentação na região de área de influência do túnel (sendo intensificado principalmente durante a travessia sob o túnel Paulo Autran existente).
- Executar mapeamento da frente de escavação e observância de eventuais elementos de contenções (perfis metálicos e tirantes) remanescentes da contenção provisória do túnel Paulo Autran.
- Monitorar a execução das seções de tratamento, controle das pressões de injeção e deformações ocorridas durante a paralisação para a execução das enfilagens.
- Monitorar o desempenho do sistema de rebaixamento (ponteiros e DHPs).
- Utilizar dados de caracterização geológica obtidos na execução dos instrumentos, tais como tassômetros, piezômetros e INA, como informações complementares com a finalidade de ajustar a previsão de espessuras das camadas em regiões em que não havia sondagens disponíveis.
- Elaborar vistoria cautelar das estruturas existentes do túnel Paulo Autran, e estabelecer rotina de sua inspeção visual durante a passagem do túnel de interligação, com a finalidade de identificar eventuais fissuras.
- Monitorar e instrumentar as estruturas do túnel Paulo Autran (estrutura porticada).

- Realizar reuniões semanais para análise de desempenho da execução do túnel de interligação e rotina de comunicações diárias com a equipes.
- Elaborar e implementar plano de comunicação, com fluxo de dados e informações entre as equipes de projeto/ATO, fiscalização e construção.

5 CONCLUSÃO

As premissas de projeto e de acompanhamento técnico de obra, assim como a integração e a interação entre as equipes, com base no fluxo de dados e informações, de forma contínua e colaborativa, entre todos os envolvidos e responsáveis pelo projeto, construção e fiscalização foi a chave para o sucesso do empreendimento, inclusive por não ter ocorrido quaisquer danos às estruturas existentes nas proximidades da escavação.

Nos casos em que foram constatadas discrepâncias ou anomalias entre as premissas inicialmente adotadas e as condições observadas nas escavações, as soluções de ajuste propostas foram analisadas e selecionadas em consenso com as equipes de projeto/ATO, fiscalização e construção, presando por um processo ágil e evitando problemas de instabilidade que pudessem evoluir a eventuais acidentes ou danos às estruturas lindeiras.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô pela autorização e oportunidade de divulgação deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] DELGADO, A.M.E.F.C.: **Estabilização da Frente de Túneis com Inclusões Lineares**; Tese PhD, FEUP; Porto, Portugal, 2009.
- [2] DOMINGUES, L.C.S.; MEDEIROS, L.S.; ROCHA, F.L.; STEINER, A.F.: **Estudo de Caso da transferência de carga aplicada na interface das estruturas de ligação da estação Congonhas da Linha 17 – Ouro com o Aeroporto de Congonhas**; 6º Prêmio Tecnologia & Desenvolvimento Metroferroviários 2019 – Categoria 3, ANP trilhos/CBTU, São Paulo, Brasil, 2019.
- [3] GURGEIRA, M.D.: **Correlação de Dados Geológicos e Geotécnicos na Bacia de São Paulo**; Dissertação Msc, USP/IGEO; São Paulo, Brasil, 2013.
- [4] KOLYMBAS, D.; **Tunelling and Tunnel Mechanics – A Rational Approach to Tunelling**, Springer-Verlag; Berlin, Germany, 2005.
- [5] RIBEIRO NETO, F.; FERREIRA, A.A.; MATSUI, M.M.: **Ponderações Sobre o Acompanhamento Técnico de Obras Subterrâneas**; 2º Con. Bras. Tun. Estr. Sub./Simp. South Am. Tun. - CBT2/SAT; São Paulo, Brasil, 2008.

TÚNEL DE LIGAÇÃO ANGÉLICA SOB A RUA DA CONSOLAÇÃO: PROJETO, ASPECTOS CONSTRUTIVOS E DESEMPENHO

E. B. Hauser

Intertechne Consultores S.A., São Paulo - SP, Brasil

J. M. G. Duarte

G5 Engenharia Ltda., Curitiba - PR, Brasil

J. Takahashi

Consultor, São Paulo - SP, Brasil

Resumo: O trabalho apresenta a metodologia de escavação proposta no projeto executivo do túnel de ligação Angélica, pertencente à Estação Paulista da Linha 4 - Amarela do Metrô de São Paulo, construído para servir de acesso de pedestres, conectando os acessos principal e secundário da estação, situados em lados opostos da Rua da Consolação. O túnel possui seção transversal de formato elipsoidal com aproximadamente 30 m², comprimento total de 40 m e apenas 3 m de cobertura, e foi escavado obliquamente ao eixo da Rua da Consolação, em uma região com intensa circulação de pedestres e veículos, próxima ao cruzamento com a Avenida Paulista. Como não estava prevista a interrupção do tráfego de veículos durante as obras, e frente ao alto risco envolvido, o projeto do túnel exigiu uma solução segura para garantia da estabilidade da escavação, que foi a parcialização da frente de escavação por meio de um túnel piloto de formato aproximadamente circular, com seção de 8,4 m². O trabalho avalia se o desempenho das escavações, ou seja, se o comportamento previsto em projeto correspondeu ao verificado durante a execução. Para tanto, o comportamento da escavação foi analisado com base nos resultados das leituras da instrumentação geotécnica instalada para monitoramento das escavações, e comparado com o comportamento previsto nos cálculos realizados com base nas hipóteses assumidas no projeto executivo.

1 INTRODUÇÃO

O túnel de ligação Angélica foi construído para conectar os acessos principal e secundário da estação Paulista da Linha 4 - Amarela do Metrô de São Paulo, servindo de passagem subterrânea de pedestres de um lado ao outro da Rua da Consolação, em uma região com intensa circulação de pedestres e veículos na superfície, próxima ao cruzamento com a Avenida Paulista. Como não havia previsão de interrupção do tráfego de veículos durante as obras, o projeto do túnel exigiu uma solução apropriada para a garantia da estabilidade da escavação, que apresentava formato elipsoidal com cerca de 30 m² e apenas 3 m de cobertura sob a Rua da Consolação.

Segundo Maffei (2012) [6], em túneis com baixa cobertura a redução das dimensões da frente de escavação aumenta a sua estabilidade. A partir dessa premissa, o método construtivo adotado no projeto do túnel foi a parcialização da frente, por meio da escavação inicial de um túnel piloto de formato aproximadamente circular com seção de 8,4 m², de maneira a garantir a estabilidade da escavação da seção final, diminuindo o risco envolvido na construção.

A Figura 1 a seguir mostra a sobreposição das seções transversais do túnel piloto e da seção final com as suas principais dimensões, assim como a baixa cobertura da escavação sob a Rua da Consolação. A mesma figura também apresenta o *layout* em planta do túnel entre os acessos principal (acesso Belas Artes) e secundário (acesso Angélica) da estação Paulista, com comprimento total de escavação de aproximadamente 40 m e cerca de 75° de inclinação, em planta, em relação ao eixo da Rua da Consolação.

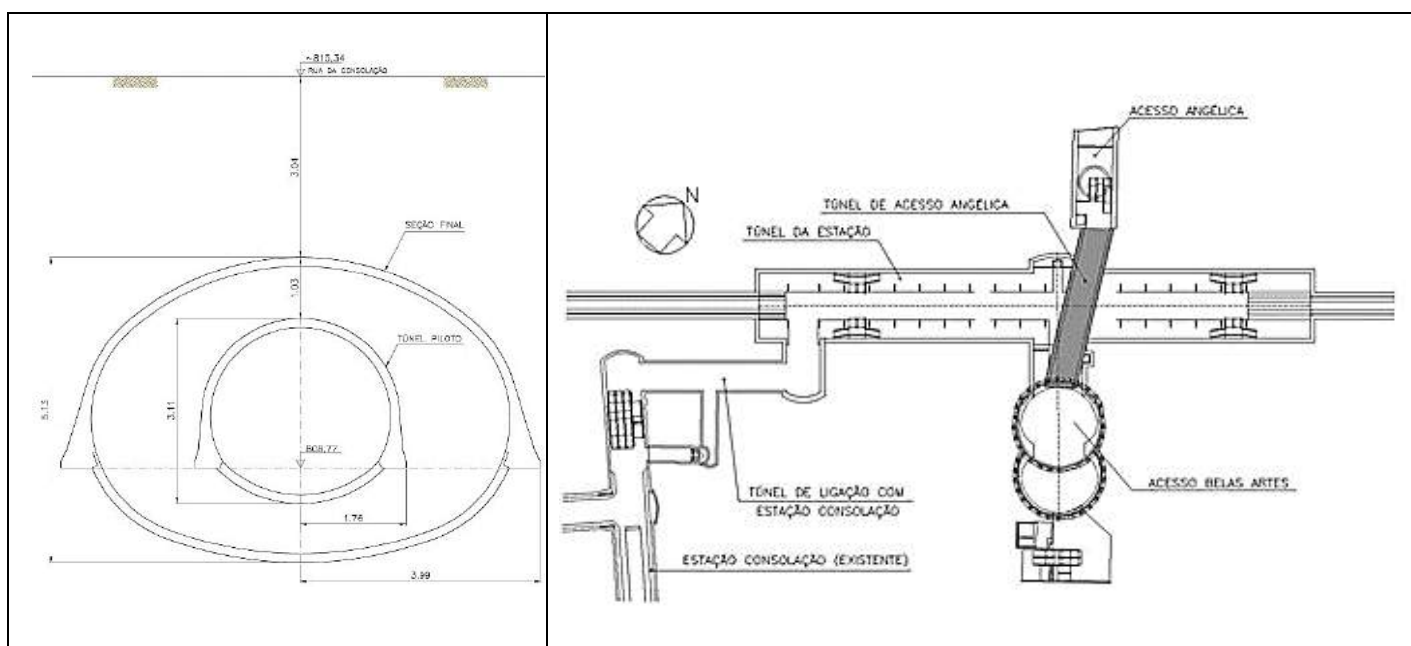


Figura 1 - Sobreposição das seções transversais dos túneis piloto e final (à esquerda) e layout em planta do túnel Angélica entre os acessos principal e secundário da estação Paulista da Linha 4 - Amarela (à direita).

Fontes: Projeto Executivo (figura à esquerda) e Metrô de São Paulo (CMSP) – Projeto Básico de Concorrência (figura à direita).

O objetivo principal do presente artigo é apresentar a metodologia de escavação proposta no projeto do túnel Angélica e avaliar se esta proporcionou um bom desempenho das escavações frente ao alto risco envolvido, ou seja, se o comportamento da solução proposta no projeto correspondeu ao verificado pelo monitoramento durante as escavações, ocorridas entre os meses de novembro de 2008 e maio de 2009. Para isso, o comportamento da escavação em termos de recalques foi analisado com base nos resultados das leituras da instrumentação geotécnica instalada para monitoramento da obra, e comparado com o comportamento previsto nos cálculos do projeto.

A continuação do artigo apresenta os principais aspectos geológicos da região de implantação, as premissas adotadas no projeto, informações sobre a execução do túnel e, por fim, a análise do comportamento da escavação.

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

Com base na interpretação das duas sondagens a percussão executadas na região de implantação do túnel foram identificadas duas unidades geológicas distintas nesta região do terreno. Existe uma camada superficial formada por aterros (depósitos tecnogênicos), seguida por uma profunda camada de sedimentos terciários pertencentes à Formação São Paulo, constituídos, do topo à base, por argila porosa vermelha, argila rija vermelha e argilas e areias variegadas, conforme mostrado na Figura 2.

Os aterros possuem espessura de cerca de 3 m na região do túnel e recobrem toda a porção superficial do terreno, sobrepondo-se aos sedimentos da Formação São Paulo, constituindo a região da calota do túnel. São compostos por diversos materiais, com predomínio de argila siltosa pouco arenosa com pedregulhos e matéria orgânica, de coloração marrom escuro. Nesta camada não foram realizados ensaios SPT.

O restante do terreno afetado diretamente pela escavação do túnel é composto pela argila porosa vermelha, que possui espessura média de 8m nesta região. Os ensaios SPT realizados nesta camada apresentaram valores baixos, entre 2 a 8 golpes, caracterizando o material como de consistência muito mole a média. Este tipo de argila é conhecido por apresentar alta porosidade, com poros visíveis a olho nu, podendo apresentar comportamento colapsível quando sob efeito das tensões de cisalhamento

induzidas pela escavação, conforme relatado por Farias *et al* (1998) [5] no caso de obras do Metrô de Brasília em terrenos similares.

Abaixo deste pacote até o limite dos furos de sondagem ocorre uma alternância de camadas com formatos lenticulares, constituídas por areias argilosas, variegadas, medianamente compactas a compactas e argilas siltosas, variegadas, com consistência rija a dura.

A Figura 2 mostra ainda que o túnel em questão foi escavado cerca de 3 m acima da linha freática, eliminando-se a necessidade de utilização de sistemas de rebaixamento durante as etapas construtivas. Portanto, o lençol freático não foi um condicionante do projeto de escavação do túnel.

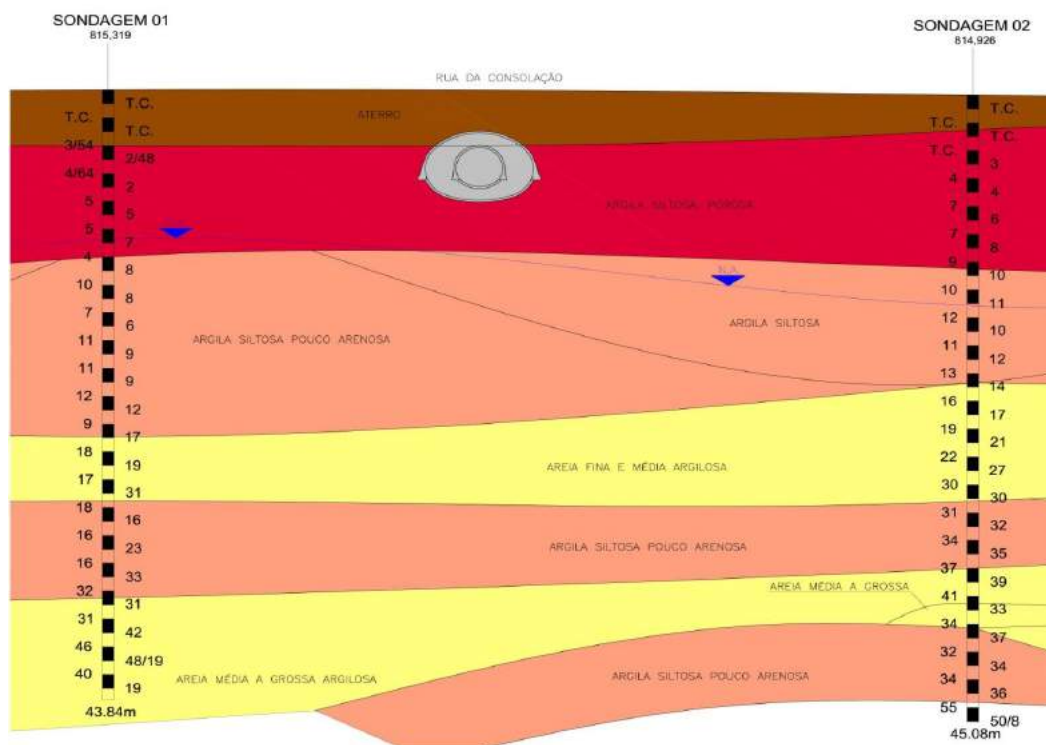


Figura 2 - Seção geológica na região de escavação do túnel.
Fonte: Projeto Executivo.

3 PROJETO DO TÚNEL

Segundo Maffei (2012), a instabilidade da frente de escavação em túneis profundos é usualmente local, limitada a uma pequena região do maciço nas imediações da escavação, como ilustrado na Figura 3a a seguir. Já em túneis com baixa cobertura, a instabilidade da frente de escavação pode passar a ser global, como ilustrado na Figura 3b, propagando-se até a superfície do terreno, elevando, assim, os riscos técnicos e econômicos associados, além de constituir um fator de risco às vidas humanas, particularmente em ambientes urbanos.

Maffei menciona ainda que uma das maneiras de se aumentar a estabilidade da escavação de túneis com baixa cobertura é através da redução das dimensões da frente de escavação por meio de sua parcialização em duas ou mais etapas executivas. Um exemplo de parcialização é a escavação prévia de um túnel piloto, como ilustrado na Figura 3c a seguir. Dessa forma, a instabilidade da frente de escavação passa a ser local e limitada, tanto para a escavação do túnel piloto quanto para a seção plena.

A partir dessa premissa, o método construtivo adotado no projeto executivo do túnel Angélica foi a parcialização da frente de escavação através de um túnel piloto com seção de 8,4 m² e formato aproximadamente circular. Ressalta-se, ainda, que nos estudos para a definição do método construtivo foram ponderadas as vantagens e desvantagens das diferentes soluções disponíveis para mitigar o risco de instabilidade da frente de escavação, tais como a execução de pregagens com elementos de fibra de

vidro ou colunas de *jet grouting*, concluindo-se que a solução escolhida é a que oferece menor risco de danos à infraestrutura e redes de serviço existentes na superfície.

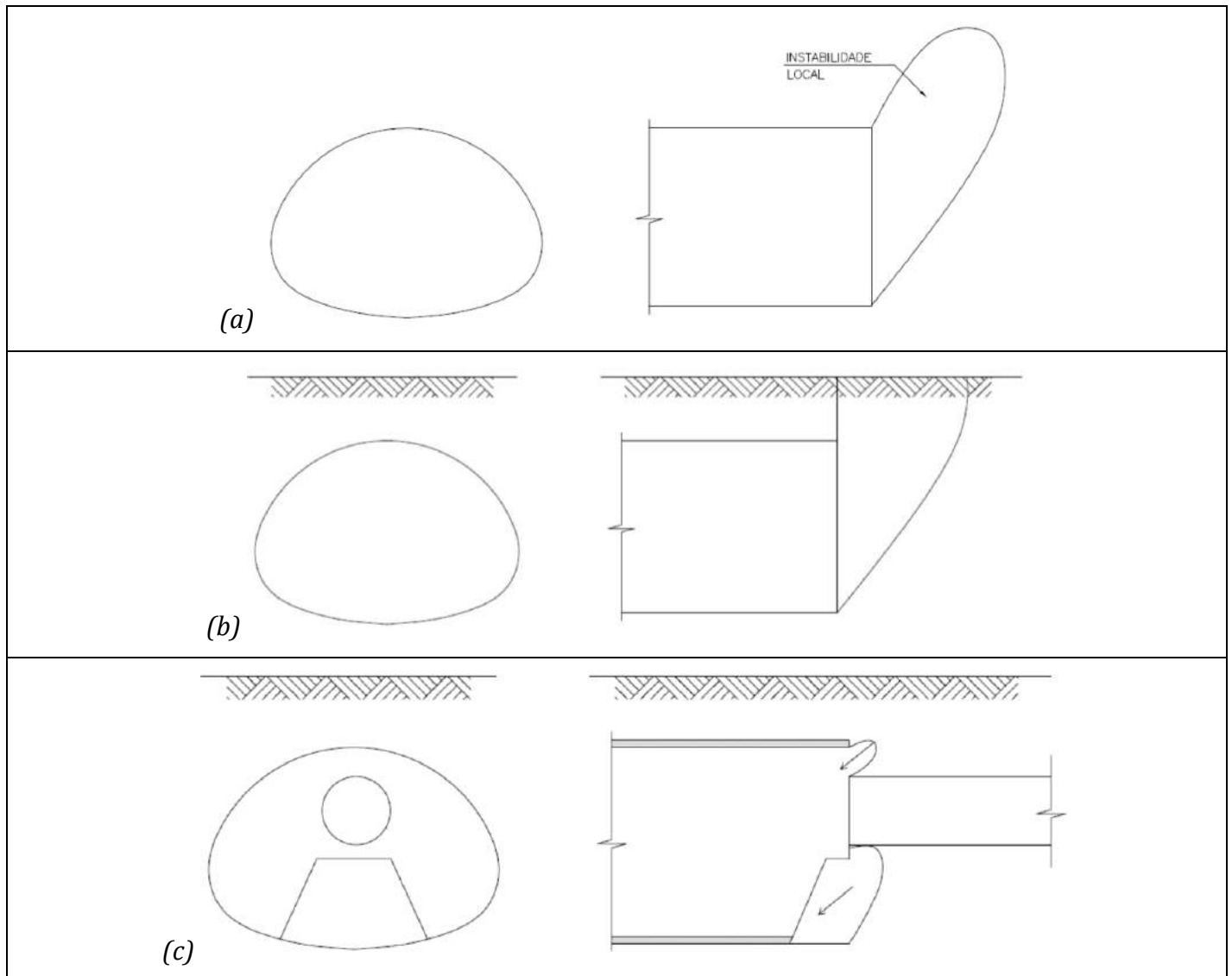


Figura 3 - a) Mecanismo de instabilidade local em túneis com grande cobertura. b) Mecanismo de instabilidade em túneis com baixa cobertura. c) Mecanismo de instabilidade em túneis de baixa cobertura com túnel piloto. Fonte: Maffei, 2012.

A seqüência de escavação proposta no projeto executivo do túnel foi a seguinte:

- Escavação da calota e pés-direitos do túnel piloto em avanços de 60 cm, instalação de cambotas e aplicação de 15 cm de concreto projetado.
- Escavação do arco invertido do túnel piloto com defasagem mínima da frente de escavação de 3 avanços (1,8 m) e máxima de 6 avanços (3,6 m) e aplicação de 15 cm de concreto projetado.
- Escavação da calota e pés-direitos da seção final em avanços de 60 cm, instalação de cambotas e aplicação de 15 cm de concreto projetado.
- Escavação do arco invertido definitivo da seção final com defasagem mínima da frente de escavação de 5 avanços (3,0 m) e máxima de 8 avanços (4,8 m) e aplicação de 15 cm de concreto projetado.

As Figuras 4-5 apresentam as geometrias de escavação e revestimento primário do túnel piloto e da seção final.

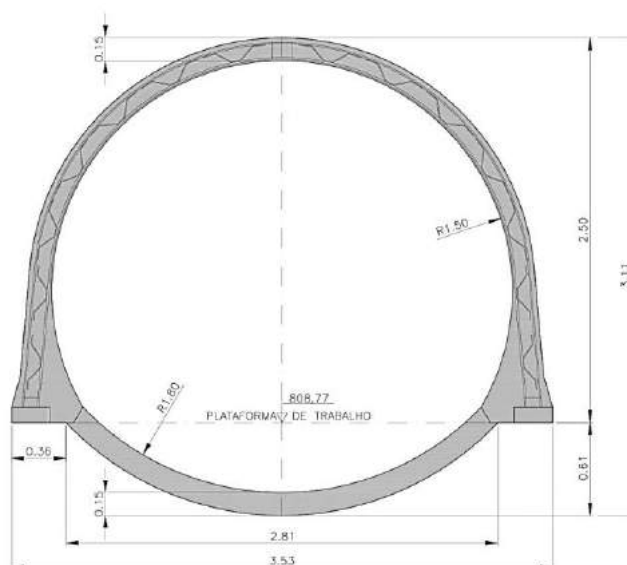


Figura 4 - Geometria de escavação e revestimento primário do túnel piloto. Fonte: Projeto Executivo.

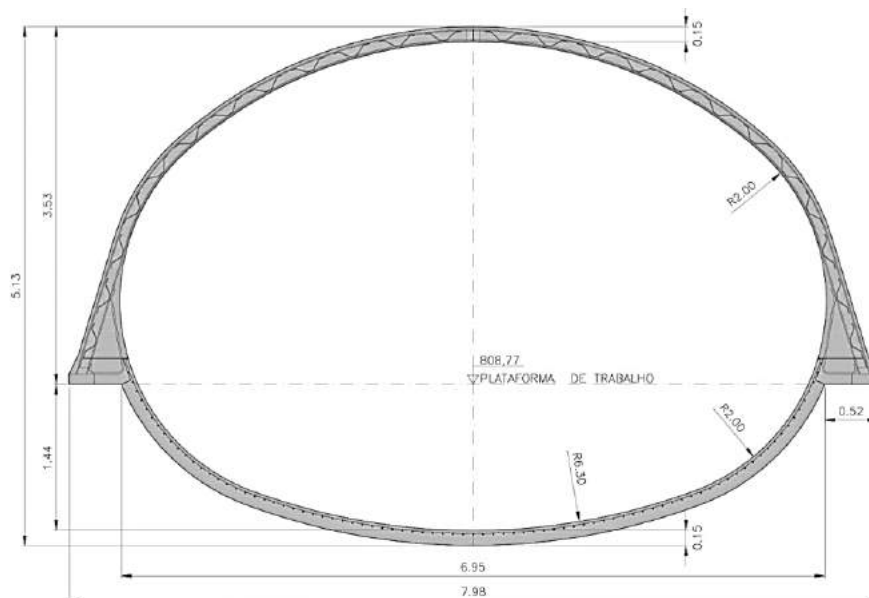


Figura 5 - Geometria de escavação e revestimento primário da seção final. Fonte: Projeto Executivo.

Os tratamentos adotados para o condicionamento do maciço foram os seguintes:

- Emboque do túnel piloto: 10 enfilagens injetadas com tubo Schedule $\text{Ø}2 \frac{1}{2}$ ", espaçadas radialmente de 30 cm, comprimento de 6 m e inclinação de 5° com a horizontal. Execução de viga-portal para solidarização das enfilagens.
- Emboque da seção final: 25 enfilagens cravadas de barras de aço $\text{Ø} 20$ mm, espaçadas radialmente de 30 cm, comprimento de 3 m e horizontais. Execução de viga-portal para solidarização das enfilagens.
- Avanço típico do túnel piloto: não foram adotados tratamentos.
- Avanço típico da seção final: 25 enfilagens cravadas de barras de aço $\text{Ø} 20$ mm, espaçadas radialmente de 30 cm, comprimento de 3 m e horizontais. Total de 21 lances executados a cada 3 avanços (1,80 m).

4 ESCAVAÇÃO DO TÚNEL

O túnel foi escavado a partir da vala a céu aberto (VCA) do Acesso Angélica, com cerca de 10 m de profundidade. O término da escavação se deu na VCA do Acesso Principal da estação Paulista, no nível das bilheterias.

Após a execução dos tratamentos de emboque e das vigas portal das duas seções na parede de contenção da vala, foram iniciados os serviços de escavação do túnel piloto. Estes ocorreram sem incidentes e foram concluídos em 38 dias, com um total de 68 avanços (40,8 m).

Os serviços de escavação da seção final do túnel foram realizados cerca de 3 meses após, e também correram normalmente até a sua conclusão em 36 dias, com um total de 64 avanços.

Como previsto na seção geológica (Figura 2), as escavações atravessaram o aterro em sua porção superior e, predominantemente, a camada de argila porosa vermelha em sua porção central e inferior. A Figura 6, a seguir, ilustra um exemplo de mapeamento geológico da frente de escavação do túnel.

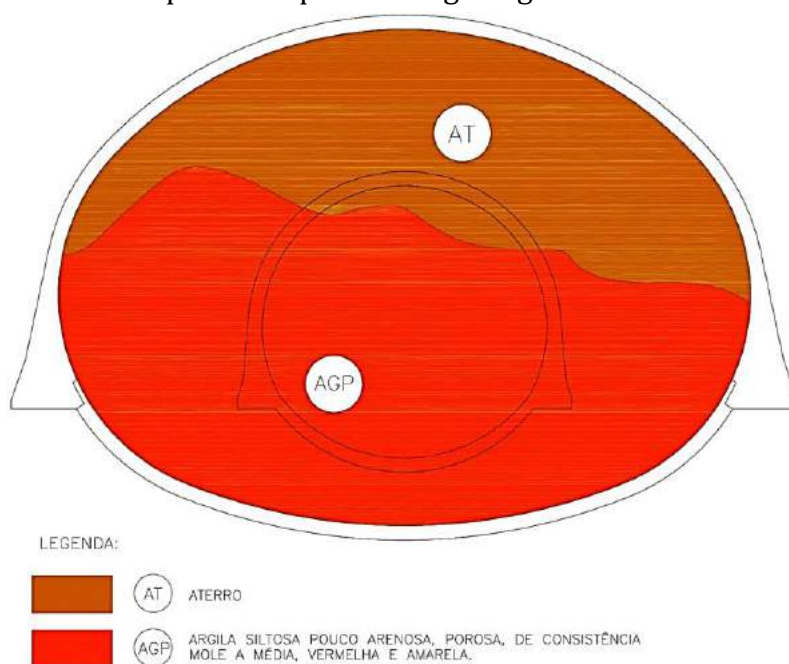


Figura 6 - Mapeamento geológico da frente de escavação. Fonte: ATO [9].

O material escavado apresentou-se com baixa umidade e com boas condições de estabilidade na região lateral das sapatas de apoio e nas frentes escavadas. Entretanto, em alguns pontos localizados da abóbada da seção final foi observada uma intensa percolação d'água, que muito provavelmente ocorreu devido a rompimentos na rede de águas pluviais localizada sob o canteiro central da Rua da Consolação. Aliado a esse fato, as chuvas intensas ocorridas durante o período de escavação provavelmente formaram bolsões de água que foram drenados pelo túnel. Como solução, nesses pontos da abóbada do túnel foram instalados drenos tipo "barbacãs" para que a água fosse drenada sem que houvesse o carreamento de material para dentro da seção do túnel.

Na Figura 7 são apresentadas algumas fotografias das etapas de escavação do túnel piloto e da seção final, assim como da escavação finalizada.

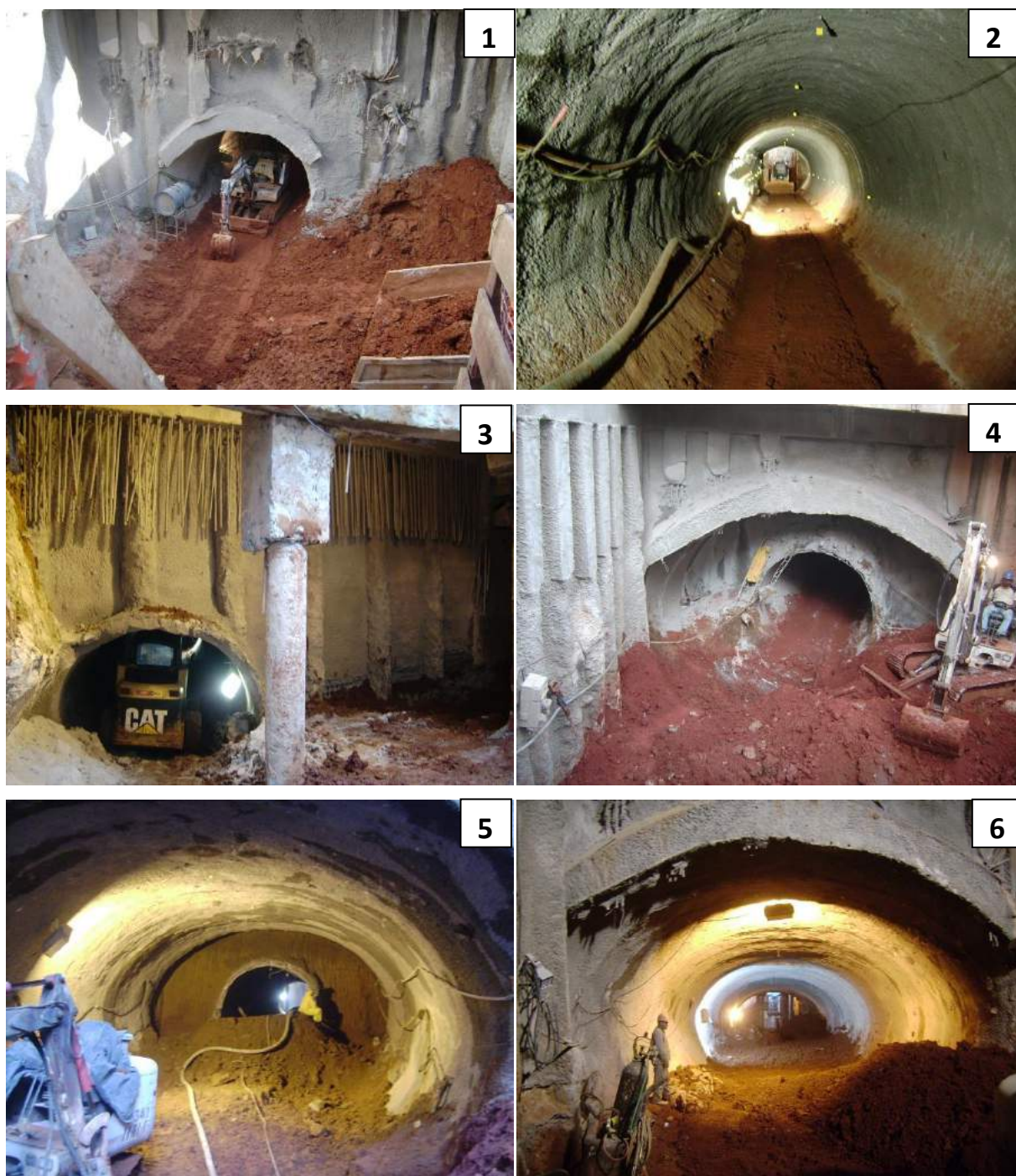


Figura 7 - Fotografias das escavações: 1) Emboque do túnel piloto na VCA do acesso Angélica; 2) Vista interna do túnel piloto; 3) Desemboque do túnel piloto na VCA do acesso principal da estação; 4) Emboque da seção final na VCA; 5) Vista interna da escavação da seção final; 6) Escavação finalizada. Fonte: ATO [9].

5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO

Para avaliar se a metodologia de escavação proposta no projeto executivo do túnel Angélica proporcionou um bom desempenho em termos dos recalques induzidos pela escavação, o comportamento da escavação foi analisado com base nos resultados das leituras da instrumentação geotécnica instalada para monitoramento da execução, e comparado com o comportamento previsto nos cálculos do projeto executivo.

Ao longo do eixo do túnel foram instaladas 3 seções externas de instrumentação, cada uma composta por 3 marcos superficiais (MS) e 1 tassômetro (T). A seção central de instrumentação, denominada seção S2, foi instalada no canteiro central da Rua da Consolação, a cerca de 20 m do emboque. As seções de instrumentação das extremidades do túnel, denominadas S1 e S3, foram instaladas nas calçadas, a cerca de 4 m do emboque e desemboque do túnel, respectivamente. Além disso, foram instalados pinos internos de nivelamento e convergência e pinos nas edificações lindeiras às obras, porém, estes instrumentos não serão objeto de análise do presente trabalho.

A Figura 8, a seguir, apresenta a seção típica da instrumentação geotécnica instalada para monitoramento das escavações, vista no sentido da escavação do túnel.

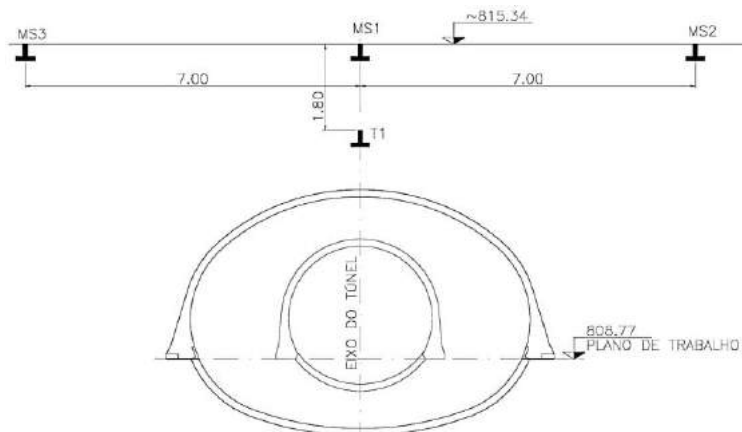


Figura 8 - Seção típica da instrumentação externa instalada. Fonte: Projeto Executivo.

Durante o desenvolvimento do projeto executivo do túnel foi elaborado um modelo numérico bidimensional da escavação através do Método dos Elementos Finitos (MEF). A modelagem possibilitou a simulação do comportamento do maciço escavado em termos de tensões e deformações de forma evolutiva, ou seja, em fases incrementais de tensões, simulando todas as etapas executivas.

O modelo geomecânico da análise numérica foi elaborado a partir do perfil geológico já apresentado anteriormente na Figura 2. A malha de elementos finitos com os parâmetros de deformabilidade adotados, estimados com base nos resultados das sondagens e correlações utilizadas para os solos sedimentares da bacia de São Paulo (MASSAD, 2012 [7]), é apresentada a seguir na Figura 9.

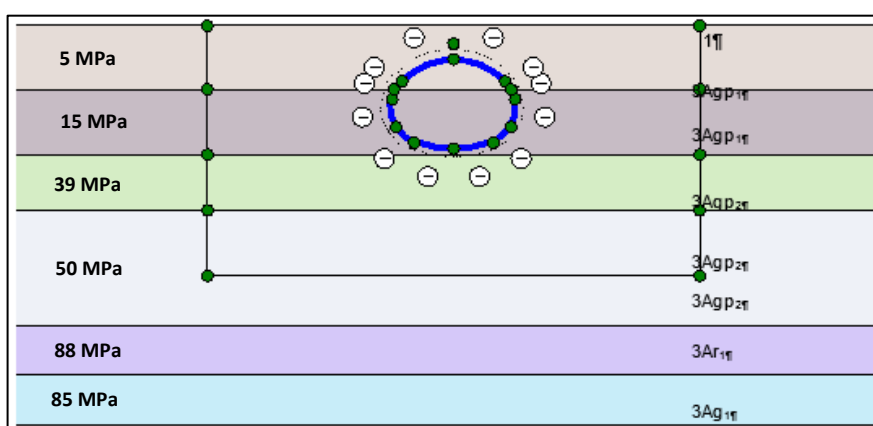


Figura 9 - Compartimentação do modelo numérico. Fonte: Projeto Executivo

As etapas executivas simuladas na modelagem numérica foram as seguintes:

- Etapa 0: estabelecimento das tensões iniciais atuantes no maciço.
- Etapa 1: escavação do túnel piloto com alívio de 50% das tensões decorrentes.
- Etapa 2: aplicação do concreto projetado em toda a seção do túnel piloto e liberação das tensões remanescentes da fase anterior.
- Etapa 3: escavação da seção final com alívio de 40% das tensões decorrentes.

- Etapa 4: aplicação do concreto projetado em toda a seção do túnel e liberação das tensões remanescentes da fase anterior.

Para cada etapa simulada, os cálculos permitiram a obtenção do estado de tensões a que estaria submetido o maciço após a escavação, assim como o campo de deformações e os esforços solicitantes atuantes nos elementos estruturais do suporte primário do túnel piloto e da seção final.

Os valores de recalque (δ) esperados para cada instrumento foram obtidos a partir dos campos de deformações resultantes dos cálculos, tomados nos pontos correspondentes às posições de instalação dos instrumentos em campo. A Tabela 1 a seguir apresenta os valores de cálculo esperados para cada instrumento.

Seções Externas S1, S2 e S3 – TÚNEL PILOTO		
Instrumento	Sigla	δ ESPERADO (mm)
Marco superficial central	MS1	11.0
Marco Superficial direito	MS2	1.0
Marco Superficial esquerdo	MS3	1.0
Tassômetro	T1	13.0
Seções Externas S1, S2 e S3 - SEÇÃO PRINCIPAL		
Instrumento	Sigla	δ ESPERADO [mm]
Marco superficial central	MS1	61.0
Marco Superficial direito	MS2	2.0
Marco Superficial esquerdo	MS3	2.0
Tassômetro	T1	70.0

Tabela 1 - Valores de cálculo dos recalques esperados. Fonte: Projeto Executivo.

Para a comparação entre os resultados das leituras da instrumentação geotécnica instalada para monitoramento das escavações e os valores obtidos nos cálculos, foram elaborados os gráficos apresentados a seguir.

Os Gráficos 1-4 apresentam as curvas de recalque x tempo medidas em cada instrumento e os valores de cálculo, além das datas de início e fim da escavação do túnel piloto e da seção final.

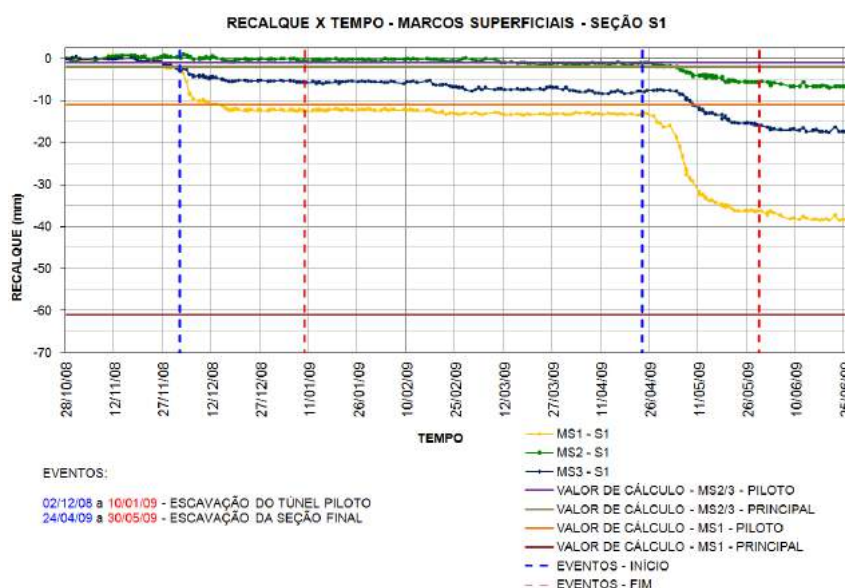


Gráfico 1 - Recalque x tempo – Marcos Superficiais – Seção S1. Fonte: ATO [9].

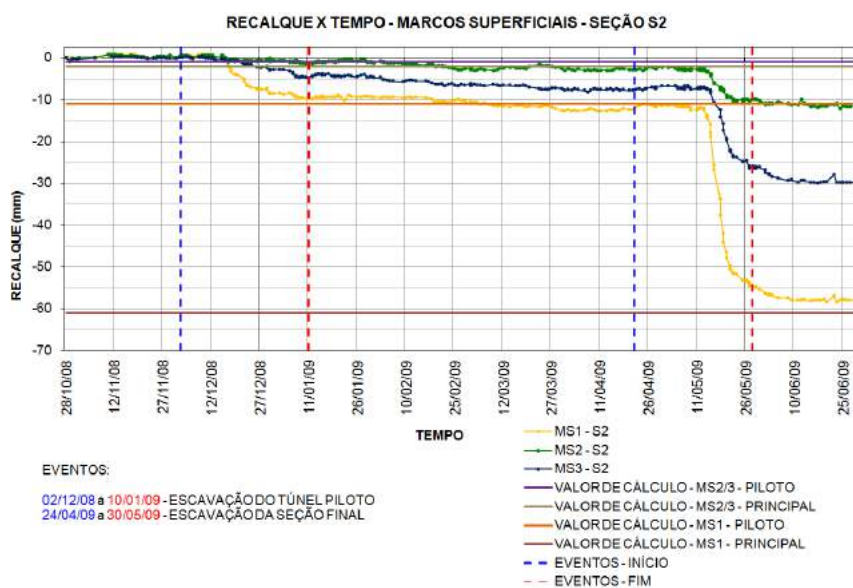


Gráfico 2 - Recalque x tempo – Marcos Superficiais – Seção S2. Fonte: ATO [9].

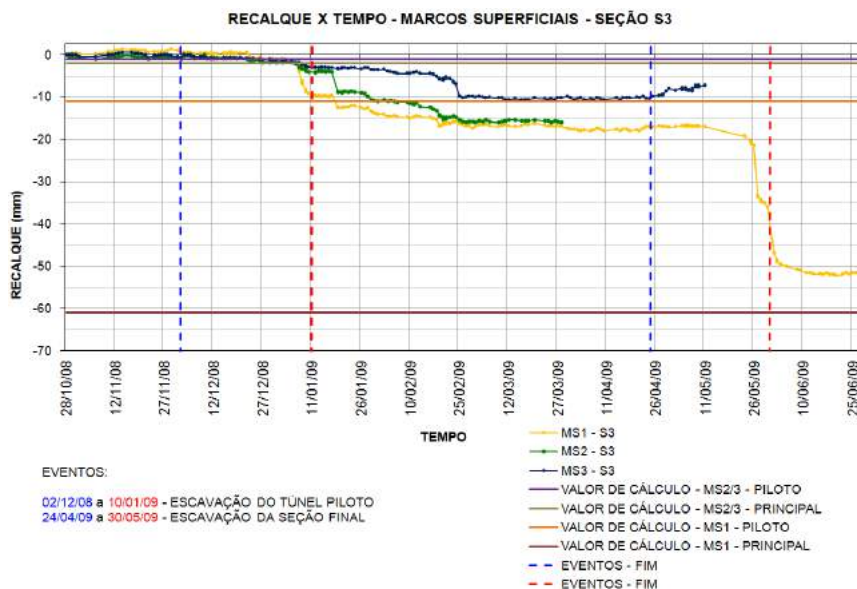


Gráfico 3 - Recalque x tempo – Marcos Superficiais – Seção S3. Fonte: ATO [9].

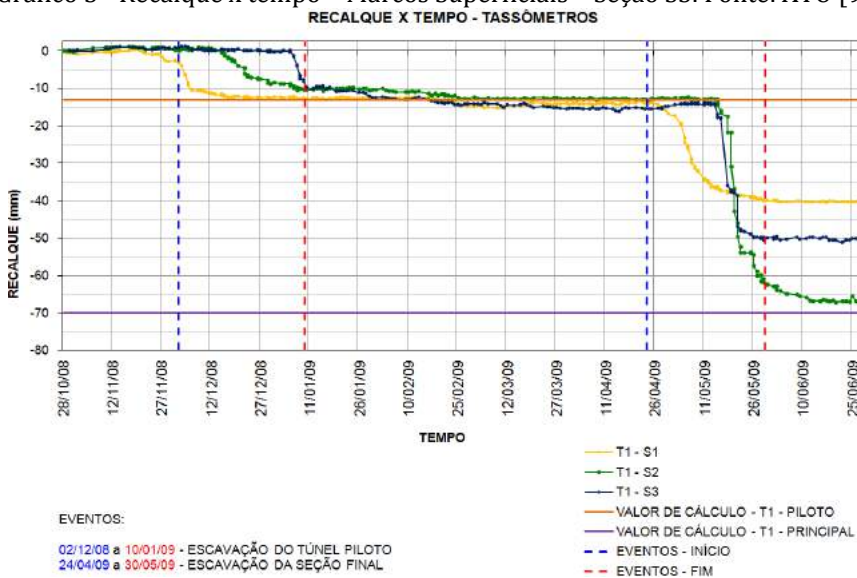


Gráfico 4 - Recalque x tempo – Tassômetros. Fonte: ATO [9].

Com base nos Gráficos 1-4 foi elaborada a Tabela 2, apresentada a seguir, que exhibe um resumo comparativo entre os valores de cálculo esperados para cada instrumento e os valores lidos estabilizados, assim como o tipo de correlação obtida. O critério utilizado para a classificação do tipo de correlação foi: ótima, entre 0 e 20% de diferença (para mais ou menos) entre os valores esperados e os lidos; boa, entre 20 e 50%, e; ruim, maior do que 50%.

No caso dos tassômetros (Gráfico 4), observa-se que praticamente não houve diferença entre o valor esperado e os valores lidos estabilizados das três seções após a escavação do túnel piloto, indicando uma ótima correlação entre os valores previstos em projeto e verificados em campo. Para a seção plena, o tassômetro da seção S2 também apresentou valor estabilizado muito próximo ao valor esperado. Já os tassômetros das seções S1 e S3 apresentaram valores estabilizados um pouco menores, 59 e 71% do valor esperado, respectivamente, indicando uma boa correlação.

Os marcos superficiais centrais (MS1) foram os que apresentaram a melhor correlação entre os valores esperados e os valores lidos estabilizados, principalmente na seção S2, tanto para o túnel piloto quanto para a seção final. O MS1 da seção S1 também apresentou ótima correlação entre os valores para o túnel piloto. Nas seções S1 e S3 os MS1 apresentaram valores estabilizados de 62 e 85% do valor esperado para a seção final, indicando uma boa e ótima correlação, respectivamente.

Seção Externa S1 - TÚNEL PILOTO				Seção Externa S1 - SEÇÃO FINAL		
Instrumento	δ ESPERADO (mm)	δ ESTABILIZADO (mm)	%	δ ESPERADO (mm)	δ ESTABILIZADO (mm)	%
MS1	11.0	12.0	109	61.0	38.0	62
MS2	1.0	1.0	100	2.0	6.0	300
MS3	1.0	5.0	500	2.0	16.0	800
T1	13.0	14.0	108	70.0	41.0	59
Seção Externa S2 - TÚNEL PILOTO				Seção Externa S2 - SEÇÃO FINAL		
Instrumento	δ ESPERADO (mm)	δ ESTABILIZADO (mm)	%	δ ESPERADO (mm)	δ ESTABILIZADO (mm)	%
MS1	11.0	11.0	100	61.0	59.0	97
MS2	1.0	1.0	100	2.0	11.0	550
MS3	1.0	5.0	500	2.0	29.0	1450
T1	13.0	12.0	92	70.0	68.0	97
Seção Externa S3 - TÚNEL PILOTO				Seção Externa S3 - SEÇÃO FINAL		
Instrumento	δ ESPERADO (mm)	δ ESTABILIZADO (mm)	%	δ ESPERADO (mm)	δ ESTABILIZADO (mm)	%
MS1	11.0	15.0	136	61.0	52.0	85
MS2	1.0	15.0	1500	2.0	-	-
MS3	1.0	5.0	500	2.0	-	-
T1	13.0	13.0	100	70.0	50.0	71
Legenda de correlação		Ótima	Boa	Ruim		

Tabela 2 - Comparação entre os valores esperados e os lidos estabilizados. Fonte: Projeto Executivo/ATO [9].

Os marcos superficiais laterais (MS2 e MS3) não apresentaram boas correlações no geral, a menos dos MS2 das seções S1 e S2. Isto pode se dever a uma diferença nas larguras das bacias de recalques obtidas na modelagem numérica e a de fato ocorrida, sendo esta última mais extensa do que a primeira.

Em relação às altas diferenças entre os valores obtidos e esperados para alguns instrumentos, a maioria destes marcos superficiais laterais (MS2 e MS3), após análise e interpretação conjunta destes resultados com todos os demais instrumentos, considerando a magnitude e a evolução das leituras pôde-se concluir que isto não configurava um comportamento de risco da escavação como um todo.

6 CONCLUSÕES

Conforme apontado na Tabela 2, no total foram obtidas 10 classificações de correlações ótimas, 4 boas e 8 ruins, além de duas classificações que não foram possíveis de se obter, devido a danos permanentes nos MS2 e MS3 da seção S3.

Observa-se que das 10 classificações ótimas obtidas, 8 ocorreram em instrumentos centrais (MS1 e T1). Além disso, as outras 4 correlações dos instrumentos centrais foram todas classificadas como boas. Observa-se que estes instrumentos estão sujeitos aos maiores deslocamentos, devido ao seu posicionamento sobre o eixo da escavação. Por este motivo, pode-se afirmar que são estes instrumentos que fornecem os principais indicadores do comportamento do maciço durante as escavações.

Dessa forma, pode se concluir que a metodologia de escavação proposta no projeto executivo do túnel de acesso Angélica, parcializada através da escavação prévia de um túnel piloto, proporcionou um excelente desempenho frente ao alto risco envolvido em função da baixa cobertura e densa infraestrutura existente na superfície, tomando-se como base a correlação entre os valores de cálculo esperados e os valores lidos estabilizados. Observa-se, ainda, que não houve registro de quaisquer danos à infraestrutura em decorrência dos recalques induzidos pela escavação.

Conclui-se, portanto, com base no bom desempenho registrado, que a metodologia de escavação utilizada no caso apresentado no presente trabalho é adequada para a escavação de túneis urbanos com baixa cobertura sob ruas e avenidas movimentadas, ou ainda com outras restrições superficiais, desde que as condições geológico-geotécnicas do terreno permitam aplicar o mesmo tipo de solução.

7 AGRADECIMENTO

Os autores agradecem à Companhia do Metrô de São Paulo (CMSP) por permitir o uso e divulgação dos dados de sua propriedade no presente artigo técnico.

REFERÊNCIAS

- [1] ARSLAN, U., KRAJEWSKI, W. & RIPPER, P. **Risk and damage prevention in shallow tunneling – case histories.** International Conference/Workshop & Exhibition on Tunneling & Underground Space USE. Istanbul, 2002. P. 159-179.
- [2] DUARTE, J. M. G.; CASTRO, G. R.; TAKAHASHI, J.; MIRANDOLA, A. N.; MAFFEI, C. E. M.; CHANQUINI, C. V. e NASCENTE, R. M. **A escavação da Estação Paulista do Metrô de São Paulo: Análise do seu desempenho com base na instrumentação.** 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas - Seminário Internacional "South American Tunnelling" 2008.
- [3] DUARTE, J. M. G.; CHANQUINI, C. V.; ARES Y GARCIA, F. & SIMMONDS, A. J. **On-line settlement monitoring in a subway tunnel crossing in São Paulo, Brazil.** Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2009. Budapest, Hungary.
- [4] DUARTE, J. M. G.; HAUSER, E. B. & TAKAHASHI, J. **Excavation of the Connection Tunnel between Paulista and Consolação stations of the São Paulo Metro.** Procedures to minimize settlements and its on-line monitoring. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better life. Foz do Iguaçu, Brazil.
- [5] FARIAS, M. M.; LUNA, S. C. P.; ASSIS, A. P. **Collapse criteria for tunnelling in porous clay.** In: Tunnels and Metropolises, Negro Jr. e Ferreira, A. (editors), International Tunnelling Symposium 1998, São Paulo, Brasil.
- [6] MAFFEI, C. E. M. **Projeto de túneis: Notas sobre o passado, presente e futuro.** 3º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas - Seminário Internacional "South American Tunnelling" 2012.
- [7] MASSAD, F. **Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade dos Solos Sedimentares de São Paulo.** Seminário "Twin Cities - Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba" 2012.
- [8] MELO, R. A. A. **Aspectos construtivos de túneis urbanos de baixa cobertura em solo – estudo de caso do túnel de acesso ao Centro Administrativo de Minas Gerais.** Dissertação de Mestrado em geotecnia apresentada na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP. Campinas, SP, 2013.
- [9] ATO **Grupo residente de Assistência Técnica à Obra da estação Paulista da Linha 4 – Amarela.** Intertechne Consultores S.A., S. Paulo, SP.

TÚNEL OSCAR NIEMAYER: UMA ALTERNATIVA DE PROJETO

C. E. M. Maffei

Phd, Full Professor University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil,

C. A. Guaraná

Engenheiro Civil: RUAL Construções e Comércio Ltda.

H. H. S. Gonçalves

Phd, Professor Associado University of São Paulo; Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

C. H. R. Guaraná

Engenheiro Civil: RUAL Construções e Comércio Ltda.

D. B. Prates

Engenheiro Civil: Maffei Engenharia, São Paulo, Brasil

Resumo: O artigo apresenta uma alternativa de projeto para a construção de passagem subterrânea em Santana de Parnaíba, SP, na intersecção das avenidas Yojiro Takaoka, Marcos Penteado de Ulhôa Rodrigues e Universitário. O projeto original previa a cravação de estacas metálicas com até 22 m de comprimento, espaçadas a cada metro, com escoramento interno e escavação sob a laje, para evitar a interrupção total do trânsito. Devido à ocorrência de matacões a profundidades de até 5 metros do topo do terreno e à existência de muitas interferências subterrâneas e aéreas, que dificultariam a cravação das estacas com a ficha necessária foi estudada e executada uma alternativa utilizando colunas de *Jet Grouting* armadas com perfis metálicos como contenção e fundação da laje superior de concreto armado. O artigo apresenta a solução executada, evidenciando as dificuldades enfrentadas durante a obra em função das muitas interferências não cadastradas que foram encontradas, além de outras intercorrências para as quais foram definidas soluções individualizadas.

Palavras-chave: túnel falso, *jet grouting*, túneis urbanos

1 INTRODUÇÃO

A obra batizada de Túnel Oscar Niemayer está localizada em Santana de Parnaíba, SP, na intersecção das avenidas Yojiro Takaoka, Marcos Penteado de Ulhôa Rodrigues e Universitário, com extensão aproximada de 280 metros. Trata-se de uma passagem subterrânea construída para diminuir o trânsito na região, através da eliminação de um cruzamento. A Figura 1 mostra uma visão geral do projeto executado em planta e um perfil desenvolvido da contenção, a Figura 2 apresenta as fotos da obra concluída.

O projeto original previa a cravação de estacas metálicas, sendo na maior extensão perfis W360X51 com 22 m de comprimento, espaçadas a cada metro, com escoramento interno. Também era previsto escavação sob a laje, para evitar a interrupção total do trânsito. A opção em túnel convencional havia sido descartada em função da pequena profundidade da passagem subterrânea.

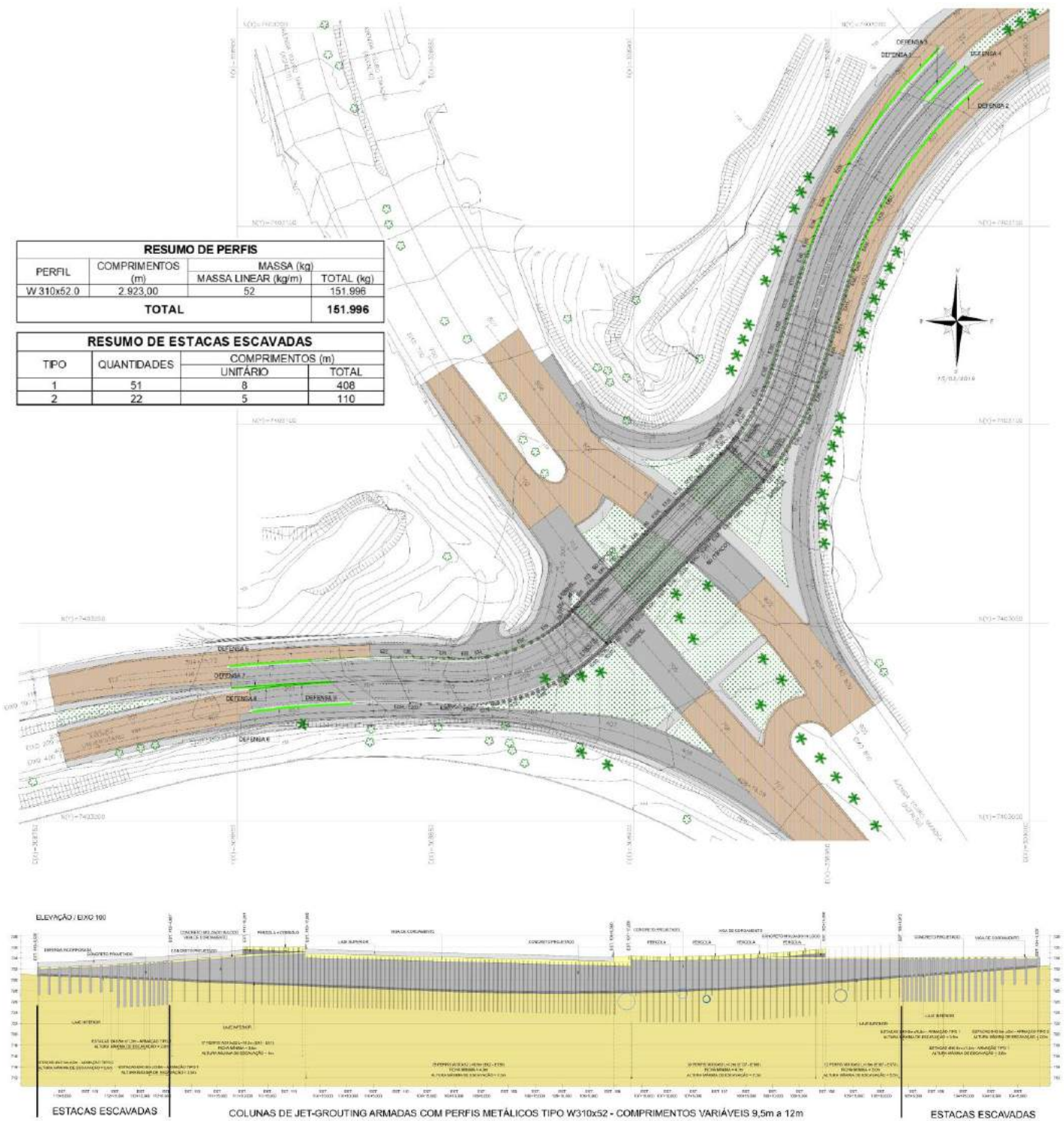


Figura 1 - Planta e corte longitudinal do Túnel Oscar Niemeyer no projeto executado



Figura 2 - Fotos da obra finalizada

A Figura 3 apresenta um perfil geotécnico da região, no qual se observa a existência de argila mole ou muito mole a média. O nível do lençol freático se encontra próximo à laje de fundo da travessia.

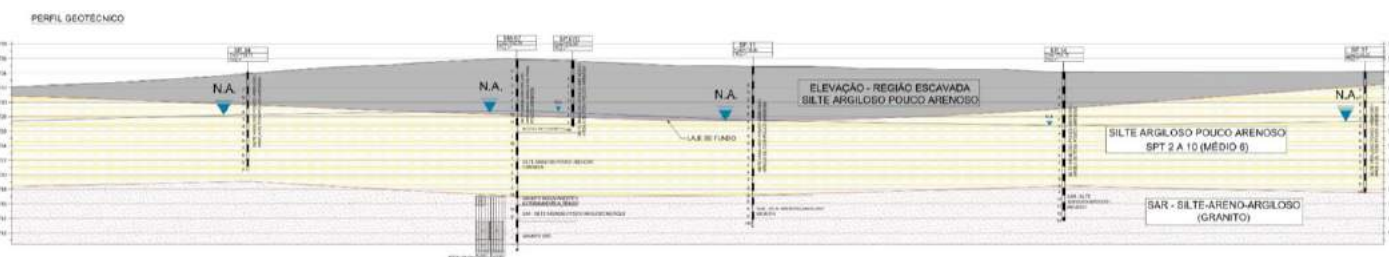


Figura 3 - Perfil geotécnico

No local havia muitas interferências, mas apenas parte da rede de drenagem havia sido cadastrada no projeto. Além das interferências subterrâneas não previstas em projeto, o mesmo não considerou a existência de uma linha de transmissão de 88 kV acima da locação das paredes da travessia, que impunha

utilização de equipamentos com altura limitada a 8 metros, e inviabilizava a cravação de perfis metálicos com comprimentos de até 22 metros.

Não bastasse a ausência de um cadastramento completo de interferências, o projeto não contava com ensaios específicos para detecção de matacões nem mesmo maciço rochoso, considerando-se ainda tratar-se de uma região com afloramentos rochosos.

Foi, portanto, contratado pela RUAL um levantamento geofísico ao longo dos eixos da contenção (Figura 4) que mostrou a ocorrência de matacões a profundidades de até 5 metros do topo do terreno, o que, juntamente com as interferências aéreas, impossibilitaria a cravação das estacas com a ficha necessária.

Em função dessas dificuldades, foi analisada e praticada uma alternativa ao projeto original utilizando-se colunas de *Jet Grouting* armadas com perfis metálicos como contenção e fundação da laje superior de concreto armado, a aproximadamente 10 m de profundidade, pouco abaixo da laje inferior. Nesta alternativa não foi usado escoramento interno, para facilitar a escavação sob a laje.

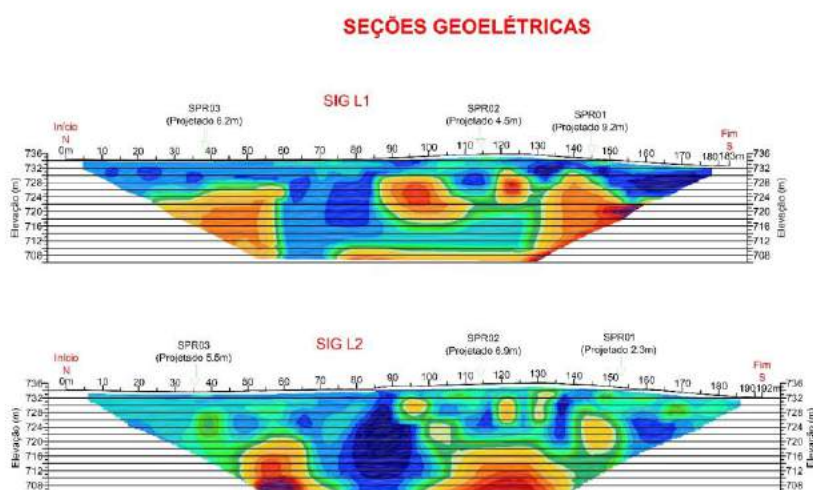


Figura 4 - Levantamento geofísico

2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

Trata-se de uma região que está aproximadamente a 20 m de altura em relação ao Rio Tietê, a qual originalmente seria uma várzea do próprio rio. A área foi aterrada há trinta anos com material *tout-venant*, conforme demonstram as sondagens profundas. A camada superficial de aterro, da ordem de 5 a 7 m, apresentava valores baixos de NSPT (3 a 7), com blocos de rocha e material muito compressível. Foram extraídos blocos indeformados a 7 m e a 10 m de profundidade e realizados ensaios de caracterização e ensaios triaxiais adensado não drenado, para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade de projeto.

O projeto original previa estacas metálicas como elemento de contenção e fundação, com comprimento de 22 m, mas, a cravação destas seria muito dificultada, em termos de execução e de prazo, devido aos matacões e interferências existentes, principalmente uma linha de transmissão que limitava a altura dos equipamentos. Além disso, uma das galerias existentes interferia com a laje de fundo. Outro fator que dificultava a utilização do método construtivo previsto consistia na necessidade de executar estacas raiz quando as estacas metálicas não alcançassem a ficha necessária.

Tais razões implicaram a mudança de método construtivo com a introdução de fundação direta a 4 m abaixo da laje de fundo, o que foi efetivado com colunas de CCP (*Jet Grouting*) secantes, as quais, com a introdução de perfis metálicos também serviriam de contenção (Figura 5).

O projeto alternativo do túnel Oscar Niemayer foi elaborado considerando nos trechos mais rasos estacas escavadas como contenção com diâmetro de 40cm, sendo os comprimentos e espaçamentos variáveis conforme a profundidade de escavação, seguido de colunas de *jet grouting* de 1 m de diâmetro com espaçamento variável de no mínimo 0,80 m e no máximo 2,4 m, sendo armados com perfis metálicos na maioria tipo W310x52, com comprimentos entre 6 m, 8 m e 12 m, a ficha é variável entre 3,0 m e 4,7 m.

Na Figura 6 são reproduzidas as seções transversais principais, sendo destacado o detalhe da ligação da laje superior com os perfis metálicos de modo a transmitir os esforços sem um engastamento entre esses e a laje de fundo (Figura 7). A laje superior foi dividida em três módulos com dimensões suficientes para a interrupção parcial do trânsito, sendo em concreto armado e não protendido como havia sido previsto no projeto original (Figura 8).

O projeto foi elaborado considerando a interação solo estrutura por meio de um modelo de Winkler (barra sob apoio elástico) utilizando o *software* AMRetain, no qual é possível definir os coeficientes de empuxo ativo e passivo, bem como um empuxo mínimo. Neste também é possível avaliar os deslocamentos e compará-los com os limites admissíveis. Os esforços foram utilizados para determinar o espaçamento dos perfis e verificar a ficha necessária respeitando os fatores de segurança requeridos na NBR6122:2010 e com sobrecarga de 20 kN/m², conforme NBR11682:2009; os perfis metálicos foram verificados à flexão conforme NBR8800:2008; as estacas escavadas foram dimensionadas pela NBR6118:2014.

A tabela a seguir compara os quantitativos de perfis metálicos e de armações totais para o projeto original e o executado.

Tabela 1 - Quantitativo de aço entre alternativas

<i>Alternativa</i>	<i>Aço dos perfis (kg)</i>	<i>Aço das barras e telas (kg)</i>	<i>Aço para protensão (kg)</i>
Original (1)	246.179	228.347	8.467
Executada (2)	151.996	93.075	-
Relação (2)/(1)	61,7%	40,8%	-

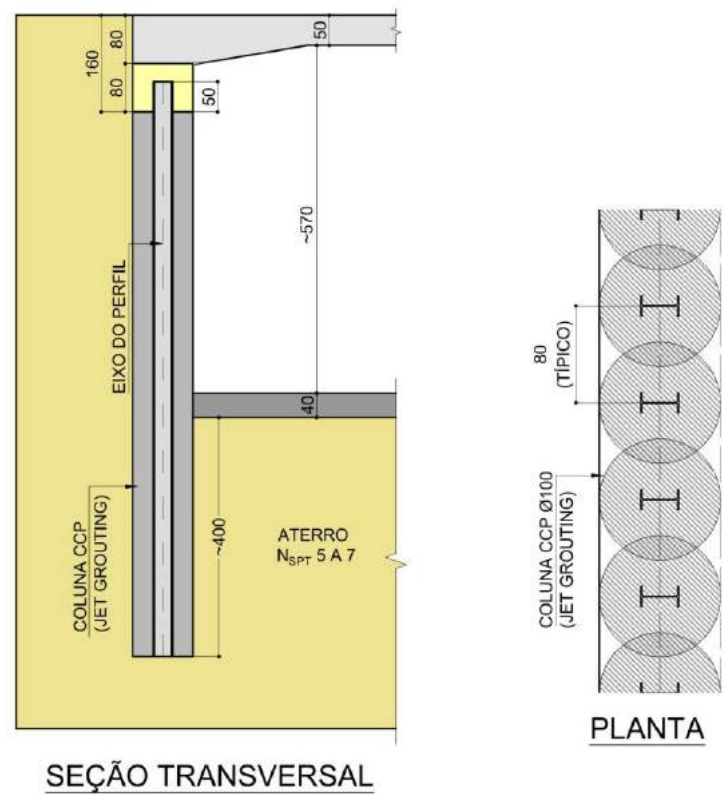
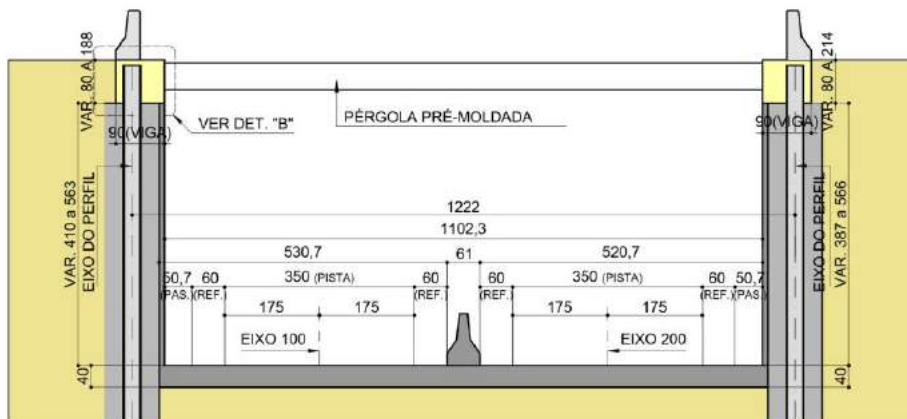


Figura 5 - Detalhes da solução executada sob a avenida Yojiro Takaoka

SEÇÃO TRANSVERSAL

EST. 105+19,968 a 108+0,590 (EIXO 100)

EST. 209+18,874 a 212+2,035 (EIXO 200)



SEÇÃO TRANSVERSAL

EST. 108+0,590 a 110+17,805 (EIXO 100)

EST. 207+1,438 a 209+18,874 (EIXO 200)

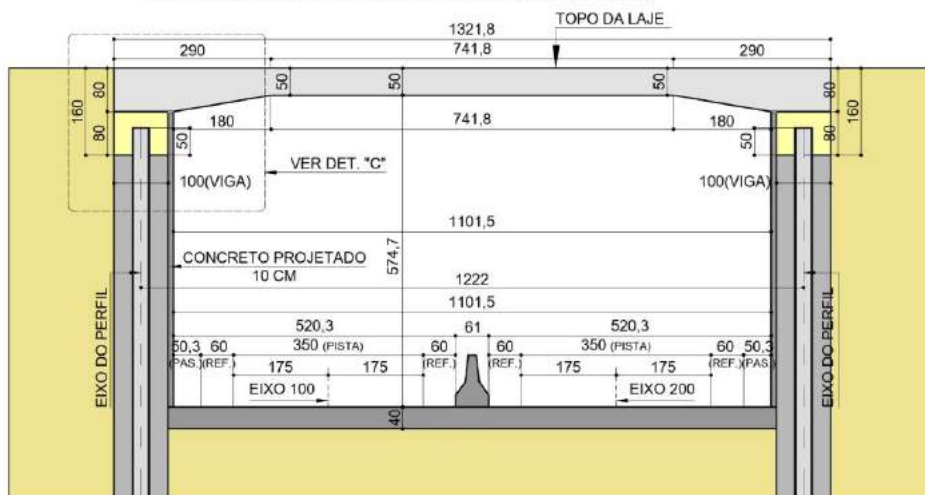


Figura 6 - Seções transversais principais - trecho em laje e com pergolado

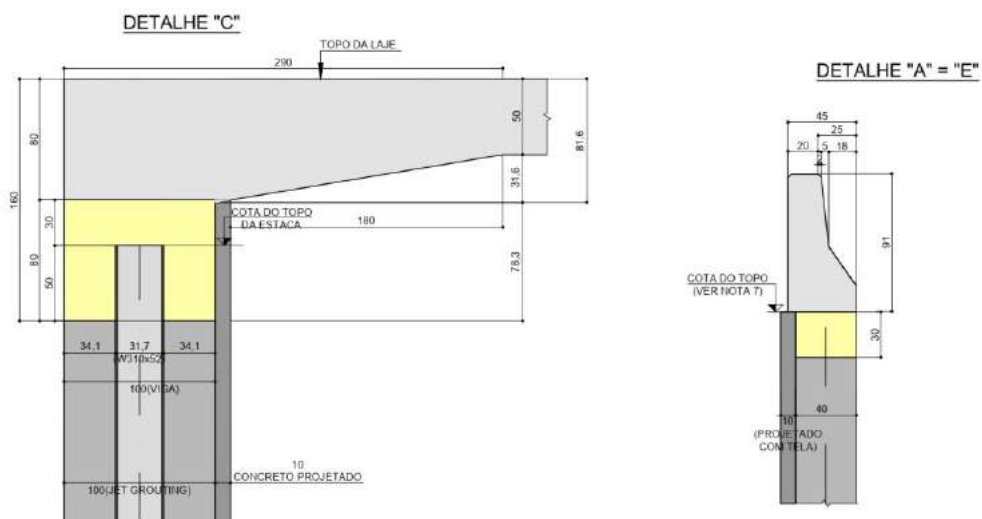


Figura 7 - Detalhe da ligação entre a laje e os perfis metálicos das colunas de *jet grouting*

FORMA DA LAJE SUPERIOR
VISTA A

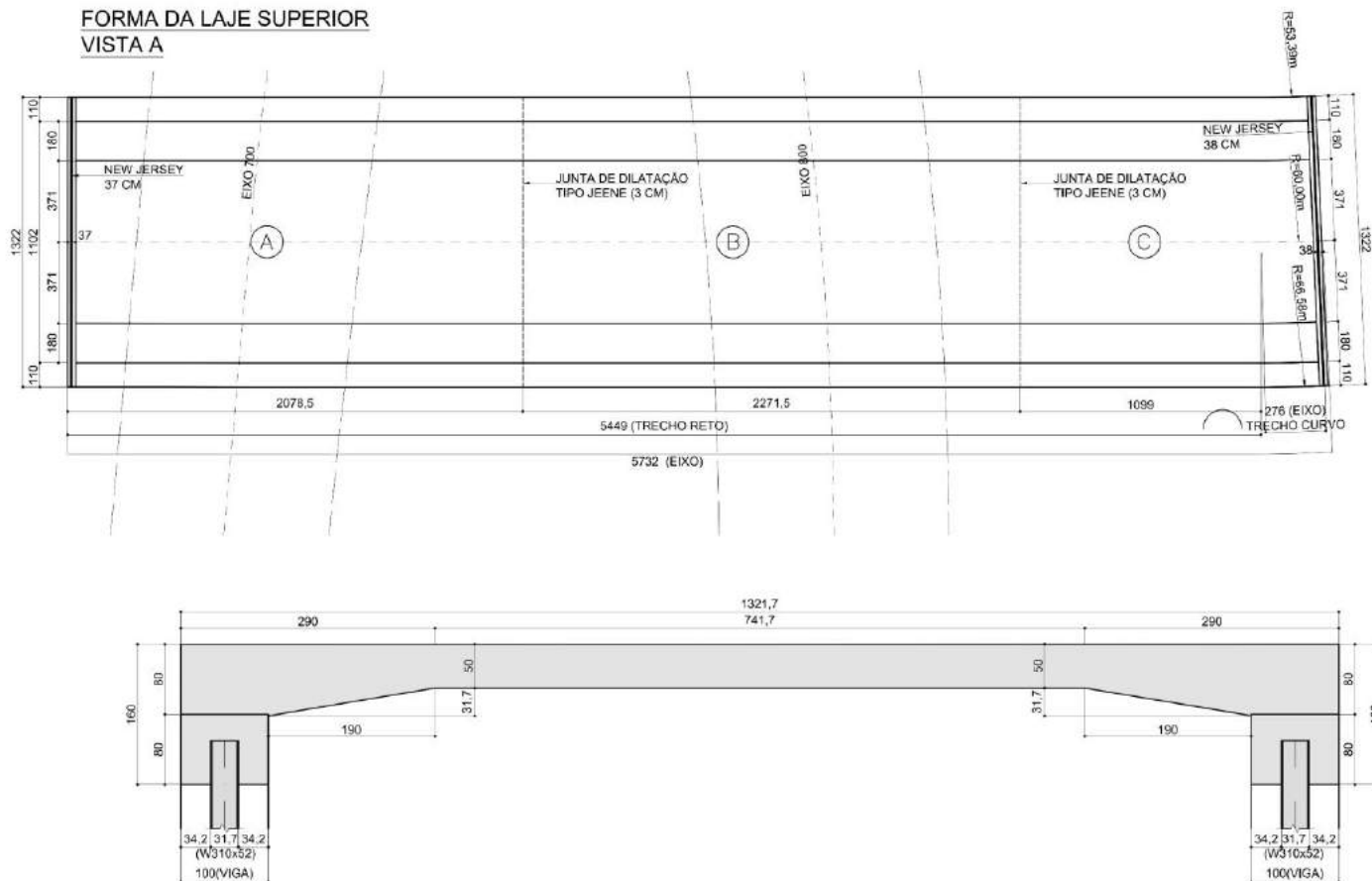


Figura 8 - Forma das lajes e seção transversal

3 PRINCIPAIS ASPECTOS DA OBRA

A passagem subterrânea foi executada em uma área nobre da região metropolitana de São Paulo, com presença de complexos residenciais e comerciais e em cujos quadrantes do cruzamento encontram-se três condomínios residenciais de alto padrão, Tamboré 3 e Alphavilles 4 e 5 e, no quarto quadrante uma universidade particular.

Primou a execução das obras por minimizar os transtornos ao tráfego de veículos local, e para tanto, a sequência construtiva foi norteadá exclusivamente para esse fim, adequando-se o canteiro de obras em três partes distintas. Inicialmente foi executado o trecho central da passagem, composto pelas contenções laterais e laje superior, para que as vias fossem interditadas o mínimo possível. Após finalizado o trecho central com liberação integral da via superior, foram iniciadas as rampas de acessos e escavações devidas.

Demais obras complementavam o escopo contratual. Para adequação da macro drenagem local à passagem subterrânea, foram executados aproximadamente 240 metros de galerias de águas pluviais por método não destrutivo com 1,8 a 2,4 m de diâmetro e 6 poços de acessos, assim como obras de configuração viária adequaram as vias resultantes.

4 INTERCORRÊNCIAS DURANTE A OBRA E SOLUÇÕES

Foram dispendidos aproximadamente 3 meses do prazo contratual para realização de ensaios complementares e levantamento, detecção e especialmente o remanejamento de interferências, além da adequação do projeto original.

Dentre as interferências detectadas encontram-se 23 empresas com cabos de fibra óptica (VIVO, CLARO, NET, TIM, OI), 2 redes de gás (CONGÁS 250 e 150 mm), 3 adutoras da SABESP (900, 400 e 300 mm), 4 galerias de drenagem (1200, 1000, 600 e 500 mm), 2 redes de abastecimento de água, 3 redes de coleta de esgotos, além da mencionada rede de transmissão de energia 88.000V (ENEL), também não considerada pelo projeto.

Devido à falta de informações precisas sobre interferências e presença de matacões, foram inúmeras as intercorrências durante a execução das obras e, pelo menos três delas merecem destaque.

A primeira delas, foi um número considerável de estacas JG que interceptaram matacões, mas sendo a haste de perfuração relativamente delgada foi possível a execução das mesmas, porém os perfis metálicos, de maior dimensão não conseguiam transpor os matacões, não atingindo as cotas estipuladas. As soluções foram pontuais, utilizando-se colunas adicionais ou troca dos perfis por barras de aço especiais (Figura 9).

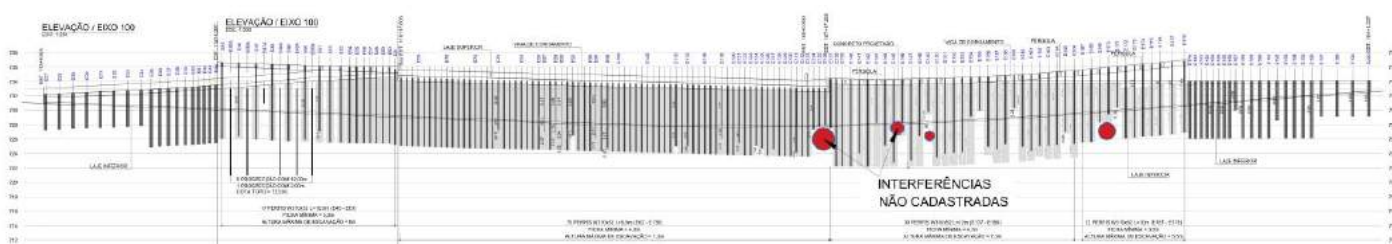


Figura 9 - Perfil longitudinal "As Built" da contenção

A segunda trata-se de um poste de concreto de sustentação da rede de transmissão com 24,7 m de altura e seção variável com diâmetro máximo de 1 m, implantado em uma base de concreto armado circular de 2,5 m de diâmetro cuja concessionária da linha não tem informações sobre a fundação da base, que se encontra a uma distância de 1,2 m face a face das colunas JG de contenção. Próximo à base do poste, a existência de uma galeria que drena as águas pluviais do Residencial Tamboré 3 impossibilitava que as estacas JG chegassem à profundidade de projeto estipulada. A solução encontrada foi a execução de estacas JG adicionais ladeando a galeria e de um reforço no concreto projetado (Figura 10).

A terceira intercorrência que merece destaque, trata-se de duas galerias metálicas em carga com 1,8 e 3 m de diâmetro, transversais à passagem subterrânea, que devido ao alto grau de corrosão que se encontravam, certamente entrariam em colapso durante a execução das estacas JG. A solução adotada foi preenchê-las com argamassa pobre e fluida em extensão aproximada de 25 m, delimitada por dois diques antes da execução das estacas. Tubos de PVC CRFV foram utilizados entre os diques como *by pass* e, após execução das estacas lindeiras as galerias foram desobstruídas e reforçadas com concreto projetado armado.

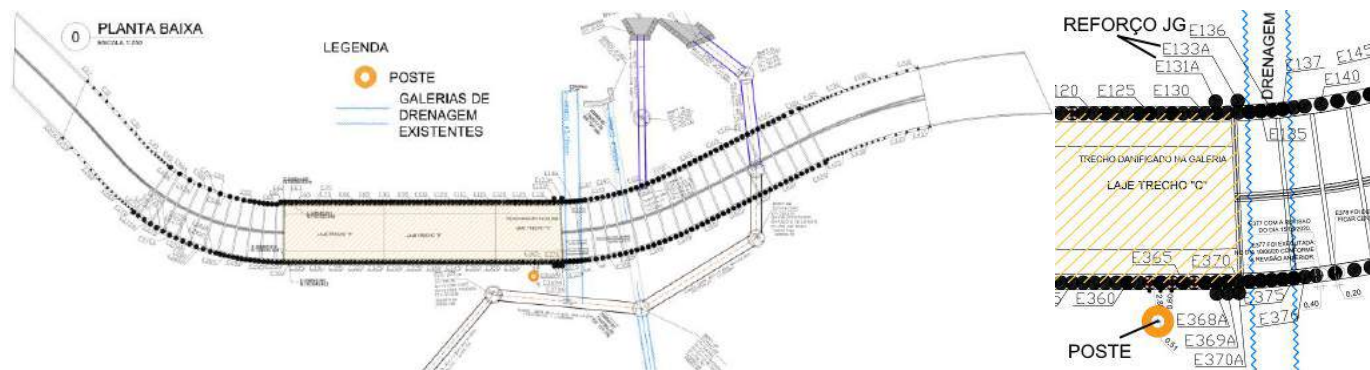


Figura 10 - Planta com interferências cadastradas e detalhe dos reforços executados nas proximidades da galeria

Na Figura 11 são reproduzidas algumas fotos da obra durante a execução em etapas diferentes da execução, é reproduzido uma das interferências não cadastrada que seria uma rede de fibra óptica que foi mantida suspensa para execução do primeiro módulo da laje pré-moldada.



Figura 11 - Fotos da obra durante execução

5 CONCLUSÃO

O artigo mostra que às vezes a quantidade e diversidade de interferências existentes na região da obra inviabilizam um tipo de solução. Outro aspecto importante é a falta de um cadastro completo de todas as interferências.

A lição que se tira desta obra é a ratificação da necessidade de um plano completo de prospecções geotécnicas e estudos aprofundados de interferências para execução do projeto, especialmente quando se trata de uma obra subterrânea. O projeto disponibilizado pela prefeitura municipal no edital de licitação era bastante falho nos quesitos prospecção e interferências, levando a construtora realizar ensaios complementares e prospecção detalhada das interferências, cujos resultados levaram à ponderação de uma rescisão contratual pela aparente impossibilidade de execução da obra com o preço contratado. Porém, a adequação do projeto original viabilizou a execução das obras e possibilitou que independentemente dos imprevistos e transtornos encontrados, a travessia subterrânea fosse inaugurada dentro do prazo contratual, em 21 de dezembro de 2020.

Salienta-se ainda, a importância do planejamento e cronograma de obra que diminuiu muito o tempo de interdição ao tráfego na região.

6 AGRADECIMENTOS

Agradecemos a todos os engenheiros, técnicos e trabalhadores envolvidos no projeto e na obra. Apesar da pandemia, todos estes profissionais trabalharam com afinco e responsabilidade, o que permitiu que a obra fosse entregue no prazo.

REFERÊNCIAS

- [1] CARLETTO, M. F. W.; **Jet grouting (Sistema monofluido): um método teórico simplificado para a previsão do diâmetro das colunas**. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 114 2009.
- [2] Koshima, A.; **Fundações: Teoria e Prática, cap. 17, sub-item 17.2 – Jet Grouting**, Oficina de Textos - ABMS ABEF, vários editores e autores, 3ª edição. 2019.

USO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO - ESTUDO DE CASO DE GARAGENS DE ESTACIONAMENTO EM BRASÍLIA

M.G.T. Barbosa, A.P. Assis, L.O. Mendes

Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil

M.V.R. Barbosa

Solotrat Engenharia Geotécnica, Brasília, Brasil

Resumo: Em Brasília, capital planejada do Brasil, construída na década de 1950, era prevista uma população de 500.000 pessoas, quase sem planejamento de uso do espaço subterrâneo. À medida que a população do Brasil cresceu e a centralização do poder em Brasília aumentou, a previsão se mostrou errada, com mais de 3 milhões de pessoas morando atualmente na capital do Brasil. Portanto, existem muitas oportunidades para soluções subterrâneas e uma maior utilização do espaço subterrâneo em uma cidade onde o custo do terreno é muito caro. Baseado em Alves (2009), foi realizado um estudo de caso de uma dessas alternativas de uso de espaço subterrâneo - a construção de garagens subterrâneas.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, como um país em desenvolvimento, tem cidades em rápida expansão com crescimento incontido, com demandas crescentes por infraestrutura. A capital do Brasil, Brasília, localizada no Distrito Federal, embora planejada, tem problemas semelhantes com o aumento populacional, pois a concentração de poder na cidade aumentou o fluxo de pessoas para Brasília. A população prevista para o Distrito Federal era de quinhentas mil pessoas e hoje tem aproximadamente três milhões de habitantes, com 1,7 milhões de veículos. A área central, chamada de Plano Piloto, é onde a maioria das três milhões de pessoas trabalham e circulam. Esse cenário é propício para engarrafamentos e dificuldades de estacionamento. Além disso, o Plano Piloto é um patrimônio histórico da UNESCO, o que dificultou intervenções de superfície e representa alto custo para terrenos na área; fatos estes que são pressões importantes para o desenvolvimento do espaço subterrâneo (STONES & HENG, 2016). Embora esta situação apresente uma oportunidade para uso do espaço subterrâneo, soluções subterrâneas ainda têm uma percepção de alto custo atrelado e são usados principalmente como último recurso para a expansão da infraestrutura (BROERE, 2016). Isso também é uma realidade em Brasília. Este artigo pretende ilustrar as possibilidades do uso do espaço subterrâneo no Plano Piloto. A área de interesse é vista na Figura 1.



Figura 1 - Vista aérea do Plano Piloto. Área de interesse delimitada pelo polígono em laranja.

2 ADEQUABILIDADE DO SOLO DE BRASÍLIA PARA A CONSTRUÇÃO SUBTERRÂNEA

O solo predominante de Brasília é uma argila porosa metaestável (FARIAS & ASSIS, 1996). A argila porosa de Brasília tem suas características decorrentes do clima da região, com períodos alternados de seca e precipitação, com temperatura média anual acima de 20 °C. Assim, as condições climáticas são favoráveis à lixiviação e processos de laterização, processos que geram microaglomerações, ligadas umas às outras por meio de pontes de argila, suportando uma estrutura porosa metaestável com permeabilidade de solos granulares (10⁻⁵ a 10⁻⁶ m/s) e metaestáveis. O solo apresenta, pós-colapso, baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade (FARIAS & ASSIS, 1996).

A argila porosa está localizada próxima à superfície, com espessura média de 15 a 30 m, embora também sejam encontrados locais com 40 m de espessura. O lençol freático da região é profundo, com profundidades de mais de 40 m (FARIAS & ASSIS, 1996).

Pelas características da argila porosa de Brasília, Alves (2009) fez uma extensa pesquisa sobre a adequabilidade para a construção subterrânea em Brasília. Esta caracterização foi realizada a partir de um banco de dados digital do Programa de Pós-Graduação da Universidade de Brasília. Para isso, o banco de dados foi atualizado e verificado para um total de 1785 testes de penetração padrão (SPT), com NSPT com eficiência energética de 72%. A espacialização tridimensional dos dados foi feita, resultando em mapas NSPT bidimensionais para profundidades de 3, 6, 9, 12, 15, 20 e 30 m. Além disso, mapas da espessura de materiais não consolidados, distância entre construções e profundidade da camada impenetrável e profundidade de água foram criados. Ademais, mapas tridimensionais de estratigrafia e níveis interpolados de NSPT foram manufaturados. Considerando estes dados, um mapa para a adequação para obras subterrâneas, e com base em restrições em termos de complicações construtivas, principalmente custo de construção, foi criado. Os mapas de adequabilidade para uso do espaço subterrâneo são resumidos nas Figuras 2, 3 e 4.

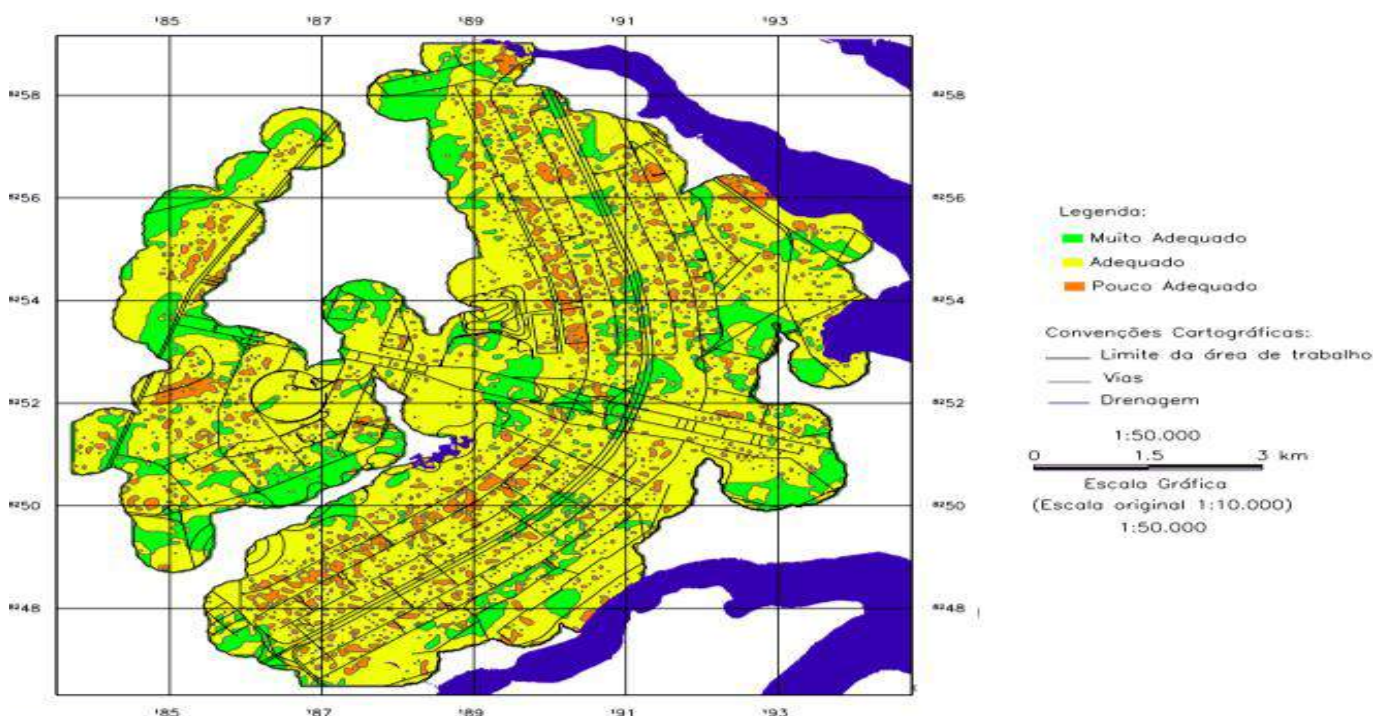


Figura 2 - Adequação para construção de estacionamento subterrâneo de 1 pavimento (abaixo de 3 metros de profundidade). Em verde são os locais mais adequados, em amarelo locais adequados e em laranja locais não recomendados (modificado - Alves, 2009).

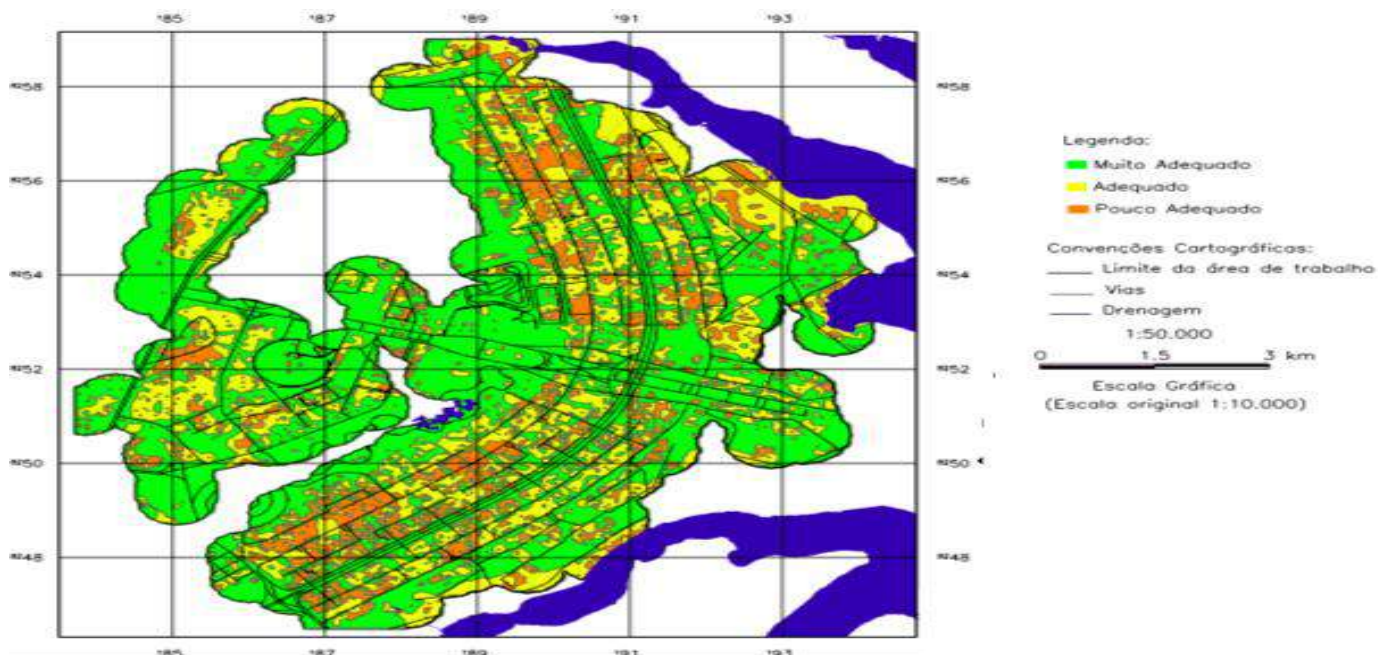


Figura 3 - Adequação para construção de estacionamento subterrâneo de 3 pavimentos (até 10 metros de profundidade). Em verde são os locais mais adequados, em amarelo os locais adequados e em laranja locais não recomendados (modificado - Alves, 2009).

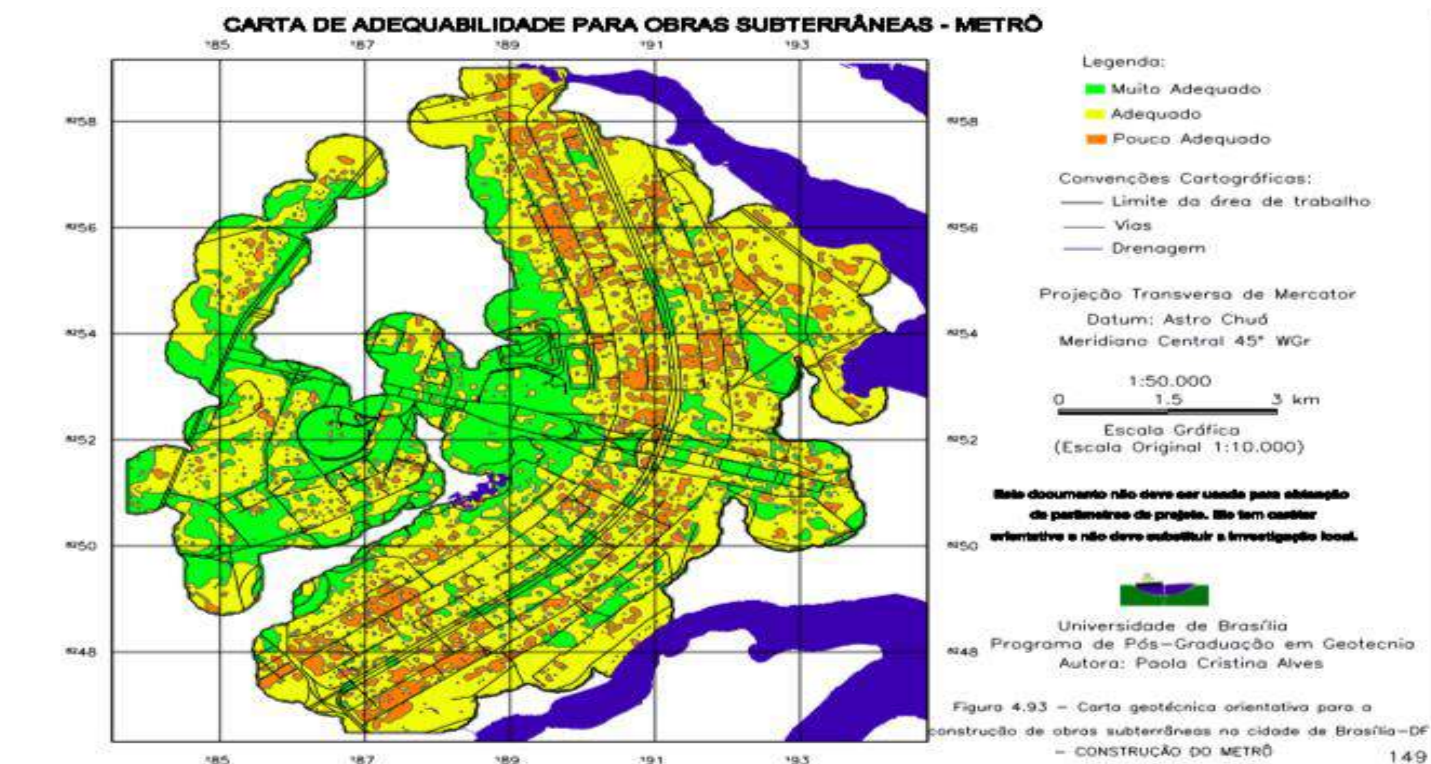


Figura 4 - Adequação para construção de metrô subterrâneo. Em verde os locais mais adequados, em amarelo os locais adequados e em laranja lugares não recomendados (modificado - Alves, 2009).

O trabalho de Alves (2009) foi incorporado como camadas de interesse no site GeoPortal (geoportal.segeth.df.gov.br/mapa/#), uma ferramenta de planejamento criada pela Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação do Distrito Federal (SEGETH-DF). Este trabalho fez possível classificar áreas onde a construção subterrânea era viável e levar a um estudo de caso sobre um uso mais frutífero do espaço subterrâneo em Brasília - o desenvolvimento do mercado imobiliário subterrâneo via construção de garagens subterrâneas.

3 ESTUDO DE CASO - GARAGENS SUBTERRÂNEAS COMO INVESTIMENTO

Inicialmente, este estudo foi desenvolvido com o intuito de melhorar o uso do espaço subterrâneo também procurando por uma abordagem que poderia superar as limitações de uma cidade que é patrimônio histórico, como é o caso de Brasília. Além das limitações que impõe a UNESCO, houve o desafio da burocracia governamental em relação às Parcerias Público-Privadas (PPPs), e a limites ambientais não abrangendo apenas a preservação do cerrado brasileiro, mas também da área de disposição de resíduos, distante do centro de Brasília.

No entanto, depois do estudo do código de construção de Brasília e avaliando essas limitações, foi determinado que garagens subterrâneas tinham mais perspectivas, já que eram em sua maioria de propriedade privada e tinha a menor quantidade de geração de entulho, uma vez que poderia ser usado pelos próprios proprietários do edifício como material de aterro. Ademais, as exigências da UNESCO já são satisfeitas pelos edifícios existentes, com garagens subterrâneas sendo um mercado relativamente inexplorado não só em Brasília, mas também no Brasil. Um exemplo dessa oportunidade é o fato de que em Brasília a maioria dos prédios foram construídos na década de 60 sem garagens subterrâneas, mesmo em apartamentos de alto padrão.

Outrossim, no que se refere ao contexto do planejamento residencial brasiliense, existem normas gerais (NG's) que garantem um planejamento urbano dentro e fora da área listada na Figura 1, permitindo uma compreensão mais clara da documentação necessária e questões legais. Para o caso específico das garagens, foi necessário verificar a obrigatoriedade do subsolo, seja o subsolo computado ou não no coeficiente de utilização, que é a razão entre a área que é possível construir sobre a quantidade de área de terreno disponível, além de outros aspectos específicos

Para este trabalho, o padrão de referência foi a NG 11/89, que inclui as áreas de habitação coletiva de Brasília. As áreas de cor verde nas Figuras 2 e 3, foram consideradas neste artigo. O padrão de referência estabelece que em algumas áreas residenciais garagens subterrâneas são opcionais, sendo obrigatórias em outros locais, especialmente áreas de alto padrão. Foi constatado por visitas técnicas que alguns dos edifícios que foram obrigados a ter estacionamento subterrâneo ainda não haviam disponibilizado garagens.

Embora a norma não deixe claro se o subsolo entra no cálculo do coeficiente de utilização do edifício – uma limitação de 155% da área de construção, imposta pelo código edificação de Brasília, foi interpretado que o subsolo não é computado no coeficiente. Esse entendimento deu origem à possibilidade de construir quantos andares subterrâneos fossem necessários. Com relação à projeção do subsolo, a norma permite o avanço até o limite de 5 m em relação à projeção da edificação, respeitando o avanço máximo de 155% da área própria do edifício. As Figuras 5, 6 e 7 mostram um exemplo de uma garagem projetada dentro desses limites, considerando também um máximo de 7 m de profundidade, com base na adequabilidade local conforme Figura 3.

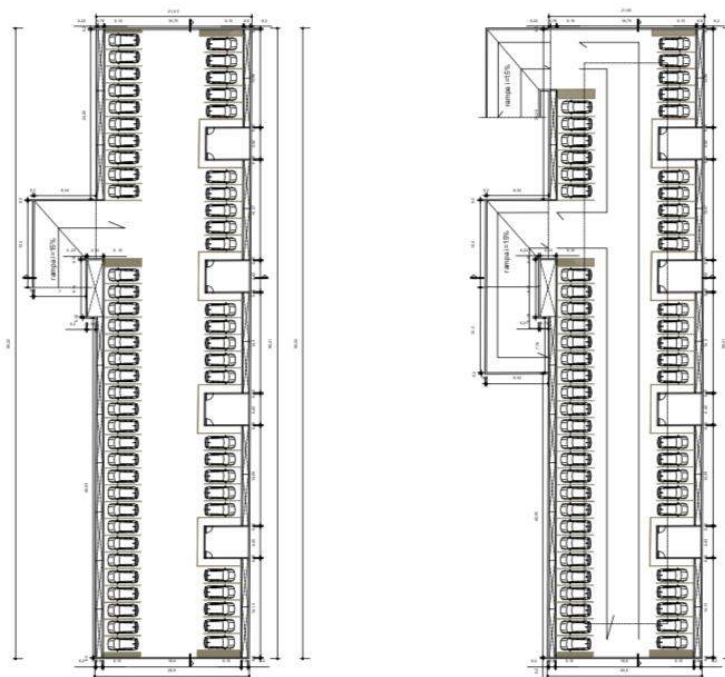


Figura 5 - Vista da planta de uma projeção de garagem subterrânea com base nas limitações da NG 11/89 e nos limites da Figura 3

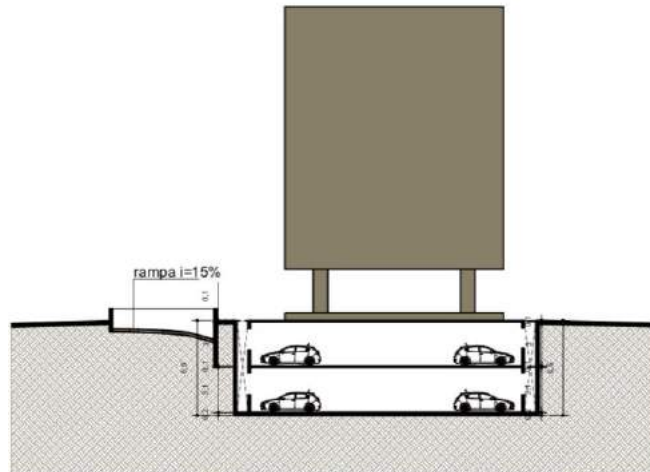


Figura 6 - Vista transversal de um estacionamento subterrâneo com projeção baseada nas limitações da NG 11/89 e nos limites da Figura 3

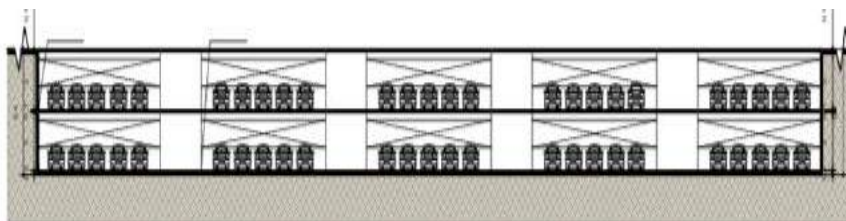


Figura 7 - Vista frontal de um estacionamento subterrâneo com projeção baseada nas limitações da NG 11/89 e nos limites da Figura 3

Para a pesquisa de mercado realizada e a projeção considerada, o apartamento de referência era aquele que tinha uma vaga por apartamento para residências com até 4 quartos e duas vagas de garagem por apartamento para apartamentos com 5 ou mais quartos, que se verificou ser o arranjo mais comum na área residencial central de Brasília.

3.1 PESQUISA DE MERCADO

Também foi realizada uma pesquisa de mercado imobiliário para verificar a possível influência do número de vagas no preço do metro quadrado da propriedade. Para este fim, uma propriedade de 3 quartos foi adotada, que tinha uma área entre 80 e 100 metros quadrados. Os dados foram coletados em duas áreas - 47 apartamentos no Bairro Asa Sul e 43 apartamentos no Bairro Asa Norte, entre os quais foram observados imóveis sem vagas de garagem até imóveis com vagas de garagem. O relacionamento entre o número de vagas e o preço do metro quadrado, é apresentado nas Figuras 8 e 9.

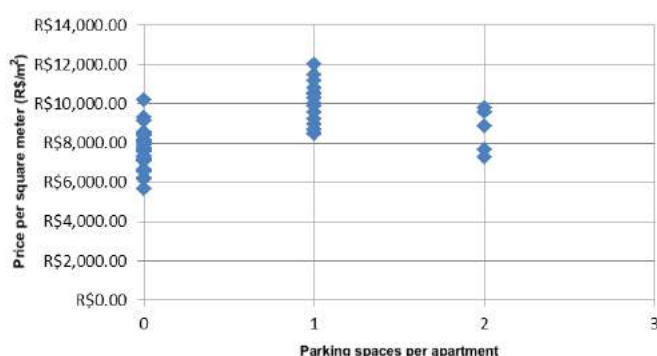


Figura 8 - Preço por metro quadrado versus número de vagas na garagem - Bairro Asa Sul. Preço em reais (R\$).

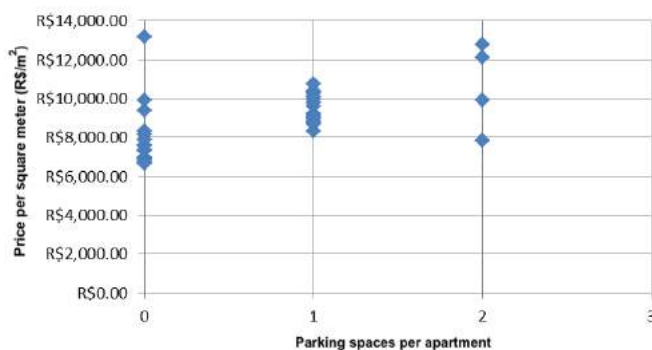


Figura 9 - Preço por metro quadrado versus número de vagas na garagem - Bairro Asa Norte. Preço em reais (R\$).

Observando as Figuras 8 e 9, fica claro que os edifícios que apresentam uma garagem subterrânea têm apartamentos com um preço mais alto por metro quadrado em comparação com edifícios que não possuem garagem subterrânea. Esta influência no preço dos apartamentos consistiu em um aumento de 20 a 30 por cento. Embora haja vantagens econômicas em ter mais de uma vaga de estacionamento no Bairro da Asa Norte, esse benefício não foi observado no Bairro da Asa Sul. Portanto, a construção de uma garagem com apenas uma vaga por apartamento foi considerada, pois também contribui para o compartilhamento de carros e o uso de bicicletas pelos residentes.

3.1.1 Viabilidade de construção de garagens subterrâneas abaixo de edificações existentes

Mesmo que seja complexo determinar a solução mais viável de um projeto subterrâneo, pois existem variáveis inerentes ao processo, observou-se, após estudar o perfil geológico de Brasília e impactos econômicos de diferentes soluções de projeto, que uma solução que estende as fundações do edifício

existente para uma camada mais firme por meio de estacas raiz foi a mais adequado. Então, com o edifício capaz de receber cargas mais elevadas, foi proposto uma escavação sob os edifícios utilizando uma solução combinada do método de escavação sequencial (SEM) com solo grampeado. Esta solução foi estimada em um custo resultante entre R\$ 80.000,00 a R\$ 100.000 reais por apartamento, considerando uma área residencial de 108 apartamentos. Como o preço de mercado atual de um apartamento sem garagens, 3 quartos e 80 a 100 metros quadrados nestas áreas residenciais varia entre R\$ 650.000 a R\$ 800.000 reais e os apartamentos com características semelhantes, mas com espaço disponível, tem um preço que varia entre R\$ 800.000 a R\$ 1.000.000 reais, o tempo de retorno do investimento é inferior a um ano.

4 CONCLUSÃO

Este artigo buscou fornecer um estudo de caso da construção de garagens subterrâneas em Brasília como investimento, com um foco em áreas residenciais. O subsolo, embora não desfavorável, apresentou desafios a serem superados. No entanto, o aspecto mais desafiador do projeto é a condição de patrimônio histórico de Brasília, que estabelece normas muito rígidas para este tipo de construção, sendo incluídas na preservação do plano urbano da cidade.

Mesmo considerando fatores como a geometria dos blocos, a idade dos edifícios, as condições do terreno e a condição de patrimônio histórico de Brasília, fatores que impactam na dificuldade do projeto, a construção de estacionamento subterrâneo é economicamente viável. Esta relação é explicada pelo alto valor de terrenos em Brasília e representado pelas constatações de aumento de 20 a 30% no metro quadrado preço para propriedades que apresentem pelo menos uma vaga de estacionamento em comparação com propriedades sem vagas de estacionamento.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Solotrat Centro-Oeste Engenharia Geotécnica pelo auxílio nesta pesquisa. Os autores também gostariam de agradecer o apoio das seguintes instituições: o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), a Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF) e à Universidade de Brasília pelo auxílio aos autores neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] ALVES, P. C. (2009). **"Cartografia Geotécnica para Obras Subterrâneas: Condições de Construções de Garagens Subterrâneas e Metrô no Plano Piloto de Brasília"**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 178/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- [2] BROERE, W. (2016). **"Urban underground space: Solving the problems of today's cities"**. Tunneling and Underground Space Technology, 55, pp. 245-248.
- [3] FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1996) **"Numerical simulation of a tunnel excavated in porous collapsible soil"**, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Mair & Taylor (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 713-718.
- [4] STONES, P., & HENG, T.Y., (2016) **"Underground space development key planning factors"**. Procedia Engineering, 165, pp. 343 - 354.

VIABILIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE TÚNEIS EM DUPLICAÇÃO DE RODOVIAS - CONSIDERAÇÕES

E. A. Palma Filho

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT, Brasília, Brasil

Resumo: Ao se iniciarem os projetos para a duplicação do corredor rodoviário entre Florianópolis-SC e Osório-RS, na região sul do Brasil, no início dos anos 2000, não se vislumbrava a execução de túneis. Entretanto, ao se avançar na execução do projeto de engenharia da duplicação da rodovia BR-101/RS, próximo a localidade de Maquiné, no estado do Rio Grande do Sul, foi percebida a possibilidade de se promover uma retificação do traçado atual, implantando duas novas vias com uma nova configuração geométrica, que reduziria a extensão da pista em 11 km. Para implementar essa alternativa, entretanto, seria necessário a construção de túneis duplos com cerca de 1,8 km de extensão, sob o Morro Alto. A fim de se verificar a melhor viabilidade econômica das alternativas possíveis, foram estimados os custos de construção e manutenção da chamada alternativa A, que consistia em realizar a duplicação em pista paralela à via existente, e a alternativa B, que consistiria na construção de pista duplicada, incluindo a implantação dos túneis e do segmento em elevado. A análise de viabilidade, realizada no ano 2000, por meio da ferramenta computacional *Highway Development Management* – HDM, indicou a alternativa B como a mais viável, num horizonte de projeto de 20 (vinte) anos. Essa alternativa foi implementada, e em dezembro de 2010 a obra foi inaugurada. Neste trabalho, se apresenta uma análise *ex post* daquele estudo feito no ano 2000, porém, com maior refinamento de dados, de maneira a se estruturar um fluxo de trabalho a ser feito com o auxílio da ferramenta HDM. Como resultado, se mostra que mesmo com um investimento de construção quase 3 (três) vezes maior, a alternativa B, com o túnel, apresenta um enorme benefício social, gerando um *pay-back* de 7 (sete) anos, à luz das premissas econômicas de obra pública.

1 INTRODUÇÃO

Os investimentos públicos em infraestrutura rodoviária, em função da limitação orçamentária atribuída pelos montantes resultantes da arrecadação de impostos, implicam em observar a máxima viabilidade para cada um dos empreendimentos, a fim de se priorizar aqueles de melhor retorno à sociedade e/ou usuários da via.

Exemplo disto é o Corredor Rodoviário Florianópolis-SC a Osório-RS, ao longo da rodovia BR-101/RS/SC, no sul do Brasil, que teve a Duplicação da Via planejada ao longo dos anos 1990 e os Projetos de Engenharia desenvolvidos no fim daquela década, dentro de um escopo maior da chamada *Rodovia do Mercosul*, de qualificação da ligação viária desde São Paulo-SP até a divisa de país com a República da Argentina.

Ao longo desse corredor, originalmente, não se previa a implantação de nenhum túnel rodoviário, visto que a concepção inicial vislumbrava a duplicação em paralelo às vias existentes.

Entretanto, tal como outros milhares de quilômetros de rodovias federais, esse Corredor apresenta traçado desenvolvido em meados do século 20, trazendo consigo configurações geométricas inapropriadas para a boa fluidez da frota atual, fluidez esta que pode ser potencializada mediante emprego de obras específicas para retificação de traçado, como túneis e viadutos.

Neste trabalho, se apresenta o histórico da implementação de um empreendimento que incorporou a construção de Túneis frente a um Estudo de Viabilidade, focando na atualização de tal estudo, de maneira *ex post*, num procedimento refinado que visa a criar uma rotina a ser seguida pelas administrações públicas, em casos com necessidades semelhantes.

2 DO PROBLEMA

Ao se iniciar o estudo da duplicação no trecho na rodovia BR-101/RS, nas proximidades do município de Maquiné-RS, vislumbrou-se, geometricamente, que implantar um traçado retificado da rodovia passando sob o Morro Alto poderia encurtar em cerca de 11% o caminho da rota, tal como mostrado nas Figuras 1 e 2.



Figura 1 - Mapa de situação



Figura 2 - Mapa de localização

A partir dessa percepção, optou-se por considerar a execução de um túnel sob o Morro Alto, bem como a construção de rodovia sobre a área de várzea próxima a Lagoa dos Quadros, buscando um traçado quase retilíneo, deixando assim de se duplicar 19,4 km paralelos à pista original, ao se implantar 8,4 km de pista dupla.

Visando identificar a viabilidade técnico-financeira de tal opção, lançou-se mão do uso da ferramenta *Highway Development and Management - HDM*, como será demonstrado na sequência.

3 DA FERRAMENTA

O *Highway Development and Management* - HDM é um pacote de software e documentação associada que serve como uma ferramenta primária para análise, planejamento, gerenciamento e avaliação da manutenção rodoviária, bem como ao auxílio para tomada de decisão em investimentos no setor (PIARC, 2017).

A iniciativa de implementação do HDM iniciou no ano de 1969, sob condução do Banco Mundial e entidades parceiras [MIT (*Massachusetts Institute of Technology*), Estados Unidos; TRRL (*Transport and Road Research Laboratory*), Reino Unido; LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), França.]. Nas décadas de 1970 e 1980, diversos estudos de campo foram realizados, visando obter uma melhor calibração do modelo, envolvendo experimentos em Quênia, Caribe, Índia e Brasil. A coordenação continua sendo feita pelo Banco Mundial (World Bank), com secretariado da Universidade de Birmingham, da Inglaterra.

A ferramenta HDM, a partir da inserção de dados entrada e premissas matemáticas já calibradas ao longo das últimas décadas, consegue calcular os custos e os benefícios para cada situação de projeto apresentada, sendo que a partir de tais resultados toma-se a decisão de investimentos.

A Figura 3 apresenta um fluxo das premissas consideradas na análise dos custos ao usuário, sem considerar os acidentes.

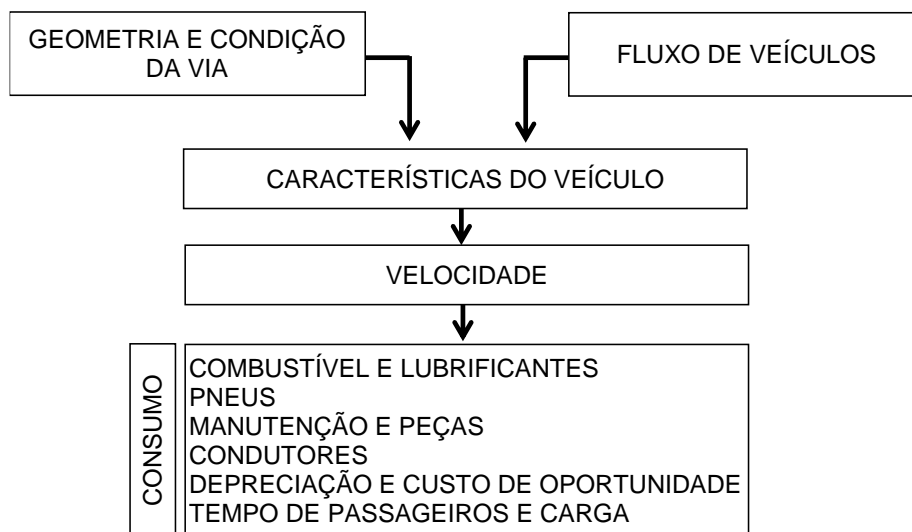


Figura 3 - Modelo de Custo ao Usuário. Adaptado de PIARC, 2000.

4 DOS ESTUDOS ORIGINAIS

No lote de projeto situado entre o Km 52 e o Km 77 da BR-101/RS, evidenciou-se a possibilidade de se criar uma variante de projeto ao traçado original – junto à localidade de Morro Alto, no município de Maquiné-RS – incluindo a travessia da Várzea do Rio Maquiné em elevada e a transposição do Morro Alto através de um túnel, proporcionando assim uma apreciável redução de trajeto.

Com efeito, a Duplicação mediante Túnel + Variante, quando comparada com a Duplicação em paralelo ao traçado existente, propiciaria uma redução de trajeto da ordem de 11,3 km em bem melhores condições geométricas.

Por meio da ferramenta HDM, os Estudos de Viabilidade desenvolvidos ao longo do ano de 1998, nas premissas econômicas e de tráfego daquele momento, indicaram que as diferentes soluções teriam os seguintes custos de implantação:

Tabela 1 - Custos de Construção considerados no Estudo do DNER, 1998

ALTERNATIVAS	VALOR (R\$)
A – Duplicação paralela à pista existente	62.633.657,00
B – Duplicação com variante dos Túneis do Morro Alto	85.290.487,00

Para se fazer a comparação econômica global, considerou-se, ainda, os custos de Manutenção/Conservação para cada alternativa, tomando por base os seguintes valores:

Tabela 2 - Custos de Manutenção/Operação considerados no Estudo do DNER, 1998

ALTERNATIVAS	VALOR (R\$)
A – Duplicação paralela à pista existente	8.952.348,00
B – Duplicação com variante dos Túneis do Morro Alto	5.697.217,00

Por fim, para obter os benefícios de redução do trajeto, o tráfego considerado à época, projetando a abertura de tráfego para o ano 2001, foi o seguinte:

Tabela 3 - Volume de Tráfego - VDMA, considerado no Estudo do DNER, 1998

TIPOS DE VEÍCULOS	ANO 2001	ANO 2020
Automóveis	3.222	6.194
Ônibus	328	631
Caminhões Leves	162	311
Caminhões Médios	479	921
Caminhões Pesados	1.531	2.943
Caminhões Ultra Pesados	1.657	3.186
TOTAL	7.379	14.186

Com os parâmetros de contorno postos, e considerando taxa de atratividade de 12% a.a. e período de análise, o benefício da alternativa B (Túnel + Variante) foi superior ao benefício da alternativa A (Duplicação em paralelo), como mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Resumo de Estudo de Viabilidade. DNER, 1998.

DISCRIMINAÇÃO	ALTERNATIVA A	ALTERNATIVA B
Diferença B – C (R\$ milhões)	(-) 0,250	64,510
Relação Benefício/Custo	0,98	2,22
Taxa Interna de Retorno (%)	11,90	24,90

Feito isto, o então Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER optou pela alternativa Variante com Túnel (B), em função dos benefícios que se apresentaram.

5 DAS OBRAS

Em função de delongas administrativas, as obras de Duplicação, com o Túnel e a Variante, se iniciaram no ano de 2007, tendo sido conclusas e liberadas ao tráfego em dezembro de 2010, sob o comando do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, órgão sucessor do DNER, extinto no ano de 2001.

Ao longo das obras civis, dificuldades de cunho geotécnico (PALMA FILHO & KOSHIMA, 2009) (PALMA FILHO & ZINGANO, 2014) demandaram ajustes de projeto ao empreendimento, bem como acréscimos de custo e tempo de execução. Porém, frente a convicção da viabilidade de tal empreendimento, o DNIT

encarou tais desafios sem permitir a paralização dos serviços, a fim de viabilizar a entrega da obra ao uso tão logo fosse possível.

Juntamente às obras civis, para os Túneis do Morro Alto o DNIT implantou o que havia de mais moderno em termos de Sistemas de Operação e Segurança, tendo sido esse o primeiro projeto rodoviário no Brasil a implantar tais sistemas de acordo com a Norma ABNT NBR 15.661/2009 – Proteção Contra Incêndio em Túneis. (PALMA FILHO, 2012).

6 DA ATUALIZAÇÃO DO ESTUDO

Passados então 6 (seis) anos desde a abertura de tal obra ao tráfego, e da possibilidade de se apurar com precisão tanto os custos de implantação quanto os de operação e manutenção da via, deseja-se refinar os custos de Estudo de Viabilidade de tal empreendimento em forma de análise *ex post*.

Premissas

O tráfego atual no túnel, em termos de VDMA, alcança já a ordem de 16.000 veículos/dia, superior à expectativa posta no estudo do ano de 1998, sendo a distribuição em 35% de veículos de carga, e 65% de veículos de passeio. (DNIT, 2017).

Os custos referenciais, ano 2017, a partir de base de dados do autor, para se fazer a Duplicação pelo trajeto convencional ou pelo traçado Variante + Túnel, bem como os custos de Manutenção e Operação são os seguintes:

Tabela 5 - Custo de Construção solução Variante + Túnel (ALTERNATIVA B)

CONSTRUÇÃO		VARIANTE + TÚNEL	
SOLUÇÃO	EXTENSÃO (km)	CUSTO UNITÁRIO (R\$ x10 ⁶ /km)	CUSTO TOTAL (R\$ x10 ⁶ /km)
Túnel Duplo	1,8	210,0	378,0
Elevado Duplo	2,5	82,0	205,0
Implantação Pista Dupla	3,8	10,0	38,0
TOTAL	8,1		621,0

Tomando por base os valores referenciais da Tabela 5, apresenta-se na Tabela 6 a estimativa de custos, para a solução Duplicação convencional.

Tabela 6 - Custo de Construção solução Duplicação paralela à pista existente (ALTERNATIVA A)

CONSTRUÇÃO		DUPLICAÇÃO CONVENCIONAL	
SOLUÇÃO	EXTENSÃO (km)	CUSTO UNITÁRIO (R\$ x10 ⁶ /km)	CUSTO TOTAL (R\$ x10 ⁶ /km)
Duplicação com Contenções	8,0	12,0	96,0
Duplicação Convencional	11,0	10,0	110,0
Ponte	0,4	50,0	20,0
TOTAL	19,4		226,0

Quanto aos custos de Manutenção e Operação, tomando por bases valores referenciais do DNIT, a valoração para cada alternativa é mostrada nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 - Custos de Manutenção e Operação solução Variante + Túnel (ALTERNATIVA B)

MANUTENÇÃO/OPERAÇÃO		VARIANTE + TÚNEL	
SOLUÇÃO	EXTENSÃO (km)	CUSTO UNITÁRIO (R\$ x10 ⁶ /km)	CUSTO TOTAL (R\$ x10 ⁶ /km)

Túnel	1,8	3,33	6,0
Pista/Elevado	6,3	0,4	8,52
TOTAL	8,1		226,0

Tabela 8 - Custos de Manutenção e Operação solução Duplicação paralela à pista existente (ALTERNATIVA A)

MANUTENÇÃO/OPERAÇÃO		DUPLICAÇÃO CONVENCIONAL	
SOLUÇÃO	EXTENSÃO (km)	CUSTO UNITÁRIO (R\$ x10 ⁶ /km)	CUSTO TOTAL (R\$ x10 ⁶ /km)
Pista/Elevado	19,4	0,4	7,76
TOTAL	8,1		7,76

Importante destacar que os valores acima mostrados são classificados como “Custo Financeiro”, ou seja, total de desembolso que o Estado faria em uma obra pública contratada junto ao mercado. Entretanto, na modelagem do HDM-4 se considera o “Custo Econômico”, o qual é cerca de 80% do valor do custo financeiro. A diferença de aproximadamente 20% é entendida como decorrência dos impostos embutidos no custo financeiro, que são do próprio Estado, e por isso não, bem como a taxa de oportunidade do referido recurso.

Análises desenvolvidas

Por meio da ferramenta HDM-4, foram promovidos estudos comparativos das soluções Duplicação Convencional (ALTERNATIVA A) versus Variante + Túnel (ALTERNATIVA B).

Conforme ARCHONDO-CALLAO, 2008, essa ferramenta HDM-4 é um software para avaliar opções de investimento na infraestrutura de transporte rodoviário. Ao redor do mundo, o modelo HDM-4 é o mais comumente usado para estudos de viabilidade de empreendimentos rodoviários, em que as obras são analisadas sob o ponto de vista de viabilidade econômica. Sugestão, inserir esta citação onde se explica da ferramenta.

Além dos custos de Construção e Manutenção de cada solução, do tráfego atual e projeção de crescimento no cenário de 20 (vinte) anos, alimentou-se o software com os dados de geometria de cada solução, em termos de curvas verticais e horizontais, a partir do que se abstraem velocidades médias, tempo de viagem e geração de poluentes para cada situação.

Da mesma forma, os custos inerentes dos veículos (combustível, lubrificantes etc.) são premissas consideradas na rotina de cálculo, visando maximizar o detalhamento dos benefícios de cada modelagem. A primeira análise a ser demonstrada é a economia operacional. Para o período de 20 (vinte) anos, a partir do início de cada tipo de obra (para fins de comparação), a economia operacional alcança R\$ 2,8 bilhões, conforme demonstram os dados das Figuras a seguir.

A Figura 4 apresenta um comparativo gráfico sobre os custos operacionais, que garante uma fácil percepção do benefício remetido ao menor custo operacional ao longo dos anos, resultando em aumento crescente dos desembolsos de custos pelos usuários.

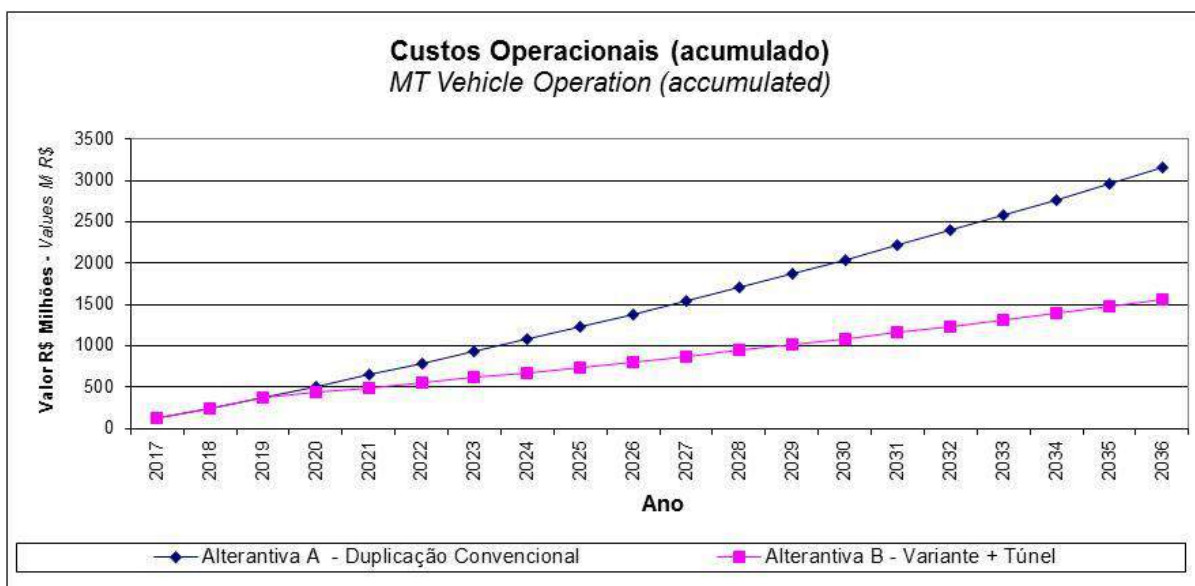


Figura 04 - Comparação dos Custos Operacionais para cada alternativa

Ainda em relação aos dados da Tabela 9, a Figura 5 apresenta o comparativo dos custos relativos ao tempo de viagem, para cada uma das alternativas de projeto. Tal qual o parâmetro anteriormente citado, os custos acumulados decorrentes de tempo de viagem se distanciam com o passar do tempo, deixando claro o menor desembolso trazido pela solução com túnel, Alternativa B.

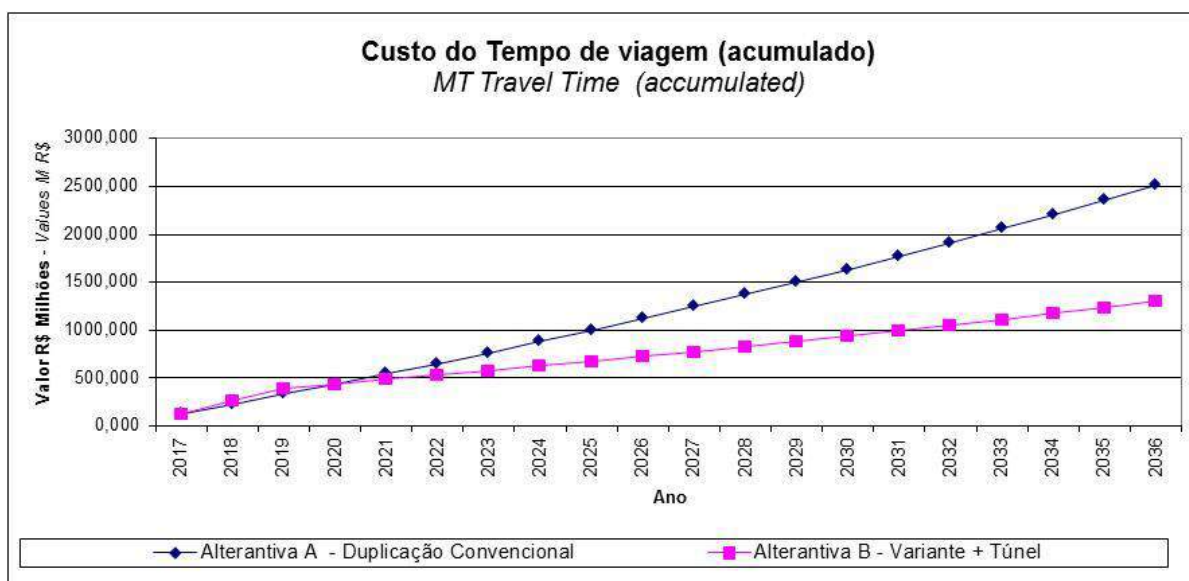


Figura 5 - Relação dos Custos de Tempo de Viagem para cada alternativa

No que se refere aos custos recorrentes ao dono da rodovia (Governo Federal - DNIT), para cada situação estudada, mostram-se na Tabela 9 os seguintes valores totais para um período de estudo de 20 (vinte) anos, lembrando serem esses Custos Econômicos.

Tabela 9 - Relação de custos recorrentes ao empreendedor, para cada Alternativa

CUSTOS AO PROPRIETÁRIO (RAC) – MM R\$ (MILHÕES DE REAIS)						
ANO	Intervenção		Manutenção + Operação		Intervenção + Manutenção + Operação	
	Alterantiva A - Duplicação Convencional	Alterantiva B - Variante + Túnel	Alterantiva A - Duplicação Convencional	Alterantiva B - Variante + Túnel	Alterantiva A - Duplicação Convencional	Alterantiva B - Variante + Túnel
2017	180,800	165,000	6,112	3,056	186,912	168,056
2018	0,000	165,000	6,112	3,056	6,112	168,056
2019	0,000	170,000	6,112	3,056	6,112	173,056
2020	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2021	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2022	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2023	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2024	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2025	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2026	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2027	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2028	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2029	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2030	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2031	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2032	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2033	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2034	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2035	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
2036	0,000	0,000	6,112	9,872	6,112	9,872
TOTAL	180,800	500,000	122,240	176,992	303,040	676,992

Como se percebe, o custo total (Construção + Manutenção) para a Alternativa B é superior, tendo em vista não só o maior custo de construção advindo do túnel, como também a necessidade de manter operação de segurança ininterrupta nas galerias.

Em caso de Concessões de Rodovias - operação privada, a operação do túnel seria substancialmente otimizada com o restante da operação de uma via, o que tornaria este item menos relevante para trechos rodoviários com extensão mais significativa.

Benefícios auferidos

Considerando então, os custos recorrentes ao empreendedor e ao usuário, para cada alternativa analisada, e os benefícios gerados ao comparar as alternativas, obtém-se os resultados compilados pela Tabela 10, de totais consolidados para cada alternativa.

Tabela 10 - Comparativo dos custos para cada item e cada alternativa

COMPARATIVO – VALORES EM R\$ MILHÕES, 20 ANOS. CUSTOS ECONÔMICOS				
Item analisado	Alternativa	Alternativa A – Duplicação Convencional	Alternativa B – Variante + Túnel	Diferença (B – A)
Intervenção + Manutenção + Operação		303,040	676,992	+ 373,952
Custo Operacional de Veículos + Tempo de Viagem*		5.664,330	2.863,256	- 2.801,074
		TOTAL		- 2.427,122

* não considerado item Acidentes

Frente ao resultado encontrado, observa-se que para o empreendedor (no caso, DNIT) a opção pela alternativa “B” gera um custo adicional de R\$ 373 milhões ao longo do período de 20 (vinte) anos. Para a sociedade, entretanto, o benefício gerado no mesmo período alcança os R\$ 2,8 bilhões.

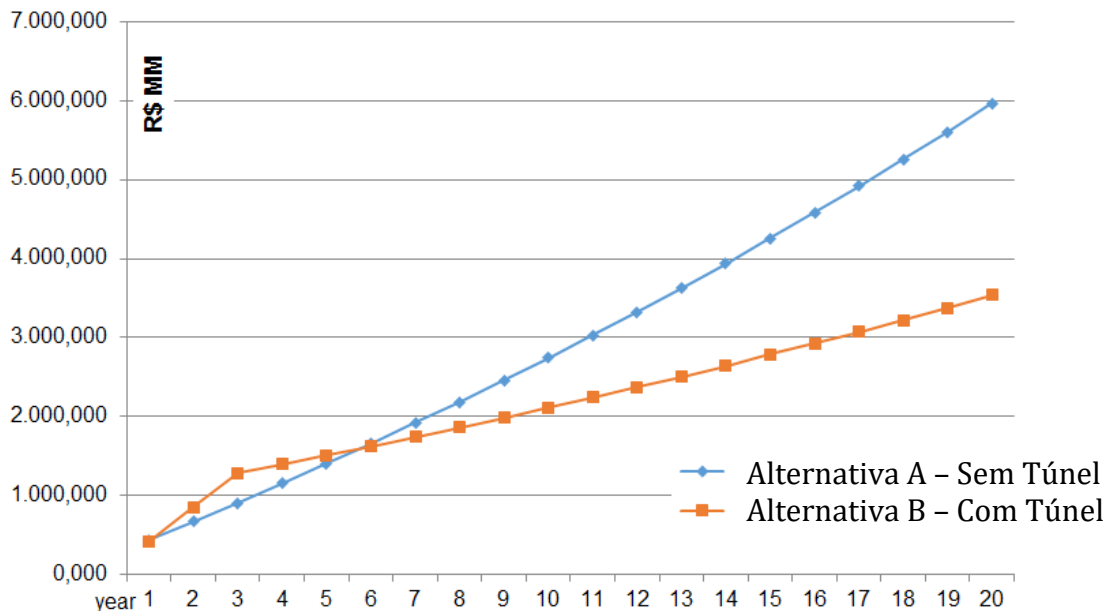


Figura 6 - Resultado final da análise de alternativas, indicando o melhor desempenho com a inclusão de Túnel

No cálculo final, o empreendimento em tela gera economia social de R\$ 2,4 bilhões para o período de 20 (vinte) anos. Com isso, a Taxa Interna de Retorno – TIR, alcançou o considerável valor de 33,3% anual.

7 CONCLUSÕES

No estudo de viabilidade original, do ano 1998, a Alternativa com Túnel + Variante apresentou uma TIR de 24,9%, e foi a solução adotada. Agora, refazendo esse Estudo, com maior precisão e dados de tráfego mais refinados, se obtém uma TIR ainda maior, que alcança 33,3% ao ano, sob a ótica de obra pública. Mesmo que esse cálculo seja da análise global, casos como esse em obras de Concessão Rodoviária podem demonstrar a vantajosidade de diversos empreendimentos, pois reduzirão o custo direto dos usuários, mesmo mediante pagamento de tarifa de pedágio. Entretanto, em função dos custos de captação de recursos junto ao mercado de capitais, seria necessário refinamento de modelagem para se obter novo patamar de Taxa Interna de Retorno.

O registro e propagação de tal análise dessa maneira refinada, englobando com clareza os benefícios aos usuários, poderá viabilizar a implementação de mais túneis em obras de Duplicação de Rodovias e/ou Ferrovias, se devidamente amparados por estudos que mostrem o real benefício das alternativas a serem analisadas.

Necessário definir, entretanto, com o máximo de refinamento, os dados de cada alternativa junto ao HCM-4, com especial atenção à geometria (curvas verticais e horizontais), em função do impacto disto na operação de longo prazo.

A longo prazo, também poderá ser objeto de inserção no modelo de cálculo as possíveis negociações de Crédito de Carbono, gerados pelas otimizações de traçado, e que ainda carecem de regulação no Brasil.

REFERÊNCIAS

- [1] ARCHONDO-CALLAO, R. **Applying the HDM-4 Model to Strategic Planning of Road Works**. Transporte Papers – TP-20. Washington, 2008.
- [2] Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. **Projeto de Engenharia de Duplicação – Relatório Parcial 02 – Anteprojeto**. Rodovia BR-101/RS. Porto Alegre, RS, 1998.
- [3] Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. **Programa Nacional de Contagem de Tráfego**. Acesso em 21/abr/2017. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dadospnct/Relatorio/VolumeMedioDiarioMensal>>
- [4] KERALI, H. G. R. HDM-4 Volume 4 – **Analytical Framework and Model Descriptions**, ISBN: 2-84060-062-5. 2000. The World Road Association (PIARC).
- [5] PALMA FILHO, E. A.; KOSHIMA, A. **Soluções para contenção do emboque sul dos túneis do Morro Alto, na BR-101/RS, na presença de material coluvionar**. In: V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas - COBRAE, 2009, São Paulo. Anais da V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas - COBRAE, 2009.
- [6] PALMA FILHO, E. A.; ZINGANO, A. C. **Simulation of stresses around tunnels from measurements of convergence and Overcoring Method**. In: 2014 World Tunnel Congress, 2014, Foz do Iguaçu. Tunnels for a better life. Proceedings of the World Tunnel Congress '2014, 2014.
- [7] PALMA FILHO, E. A. **First Road Tunnel Following the New Brazilian Safety Standard**. In: **2012 World Tunnel Congress, 2012, Bangkok**. World Tunnel Congress 2012 Proceedings, 2012
- [8] PIARC. Associação Internacional de Rodovias. Acesso em 26/maio/2017. Disponível em: <<https://www.piarc.org/en/knowledge-base/road-assets-management/HDM-4-Software/>>



REALIZAÇÃO

ORGANIZAÇÃO



PATROCINADOR DIAMANTE

PATROCINADOR PLATINA

PATROCINADORES OURO



PATROCINADOR PRATA



ENDORSEMENT

APOIO

An event endorsed by

