



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CAMPUS REITOR JOÃO DAVID FERREIRA LIMA
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOLOGIA

Thaynara Loch Fornasa

**Uso de Modelagem 3D para Análise do Desempenho Geomecânico de um
Túnel em Granitoides Deformados do Complexo Águas Mornas**

Florianópolis
2025

Thaynara Loch Fornasa

**Uso de Modelagem 3D para Análise do Desempenho Geomecânico de um
Túnel em Granitoides Deformados do Complexo Águas Mornas**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Geologia da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Geologia.

Orientador: Prof. Murilo da Silva Espíndola, Dr.

Florianópolis

2025

Loch Fornasa, Thaynara

Uso do modelagem 3D para análise do desempenho
geomecânico de um túnel em granitoides deformados do
Complexo Águas Mornas / Thaynara Loch Fornasa ;
orientador, Murilo da Silva Espíndola, 2025.

155 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Programa
de Pós-Graduação em Geologia, Florianópolis, 2025.

Inclui referências.

1. Geologia. 2. Túnel rodoviário. 3. Zona de
cisalhamento. 4. Compartimentação geomecânica. I. da Silva
Espíndola, Murilo . II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Programa de Pós-Graduação em Geologia. III.
Título.

Thaynara Loch Fornasa

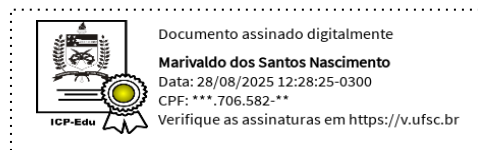
Uso de Modelagem 3D para Análise do Desempenho Geomecânico de um Túnel em Granitoides Deformados do Complexo Águas Mornas

O presente trabalho em nível de Mestrado foi avaliado e aprovado, em [dia] de agosto de 2025, pela banca examinadora composta pelos seguintes membros:

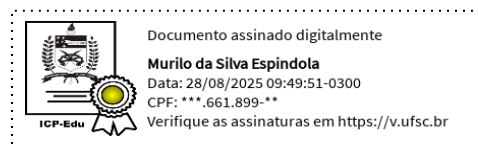
Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. João André Martins, Dr.
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Certificamos que esta é a versão original e final do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de Mestre em Geologia



Coordenação do Programa de Pós-Graduação



Prof. Murilo da Silva Espíndola Dr.
Orientador.

Florianópolis, 2025

AGRADECIMENTOS

À minha família, por absolutamente tudo.

Ao Professor Murilo, por mais esta orientação e pelo incentivo à busca por conhecimento.

À Maffei Engenharia, pelo fornecimento dos dados essenciais ao trabalho e pela oportunidade de trabalhar nesta obra.

Aos colegas de ATO do Contorno Viário pelos ensinamentos e momentos compartilhados nesta obra.

À Bentley, por disponibilizar a licença do LeapFrog Works.

À Universidade Federal de Santa Catarina, pela oportunidade.

RESUMO

A classificação geomecânica desempenha um papel fundamental na execução de túneis, permitindo a avaliação prévia das condições do maciço rochoso, a identificação de possíveis riscos geológicos e a otimização dos métodos construtivos. Diante das incertezas inerentes à caracterização geológico-geotécnica de maciços rochosos em subsuperfície, o uso de modelos geomecânicos tridimensionais tem se mostrado uma ferramenta eficaz para uma análise mais detalhada e precisa. Neste contexto, este trabalho propõe a criação de um modelo tridimensional para análise integrada das características geomecânicas de um túnel escavado em maciço rochoso composto por granitoides deformados do Complexo Águas Mornas, com base em 641 mapeamentos geomecânicos das frentes de escavações e informações de projeto. A compartimentação geomecânica de projeto adotou a metodologia de classificação Q e RMR para avaliar a qualidade do maciço rochoso e dividi-lo em quatro classes geomecânicas (V, IV, III e II). Durante a execução da obra, as escavações foram mapeadas pela equipe de acompanhamento técnico (ATO) da projetista, utilizando a mesma metodologia de classificação definida no projeto. A representação tridimensional dos dados das frentes de escavações possibilitou a visualização precisa da distribuição espacial das classes geomecânicas e dos parâmetros adotados, identificando zonas de maior e menor qualidade do maciço rochoso e permitindo correlacioná-las com as características geomorfológicas e geológicas locais. Os resultados obtidos contribuem para a compreensão e avaliação da evolução do desempenho geomecânico durante as escavações de um túnel em rocha com estruturas gnáissicas a migmatíticas, caracterizada por baixa qualidade geomecânica nos emboques e pela presença de zonas de cisalhamento ao longo da sua extensão.

Palavras-chave: Túnel rodoviário; Zona de cisalhamento; Compartimentação Geomecânica.

ABSTRACT

Geomechanical classification plays a critical role in tunnel construction, enabling preliminary assessment of rock mass conditions, identification of potential geological hazards, and optimization of excavation methods. Given the inherent uncertainties in the geotechnical characterization of subsurface rock masses, the use of three-dimensional geomechanical models has proven to be an effective tool for achieving more detailed and accurate analyses. In this context, the present study proposes the development of a 3D model for the integrated analysis of the geomechanical characteristics of a tunnel excavated in deformed granitoids of the Águas Mornas Complex. The model is based on 641 geomechanical mappings from tunnel excavation faces and design documents. The design-stage zoning employed the Q-system and RMR classification methods to evaluate rock mass quality and subdivide it into four geomechanical classes (V, IV, III, and II). During construction, the excavation fronts were mapped by the technical oversight team (ATO) using the same classification criteria established in the design phase. The three-dimensional representation of the excavation data enabled accurate visualization of the spatial distribution of geomechanical classes and associated parameters, allowing the identification of zones of higher and lower rock mass quality and their correlation with local geomorphological and geological features. The results provide insights into the geomechanical behavior during tunnel excavation in gneissic to migmatitic rock masses, characterized by low rock quality at portal zones and the occurrence of shear zones along the tunnel alignment.

Keywords: Road Tunnel; Shear Zone; Geomechanical zoning.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Aplicação de concreto projetado para regularização de forma no Túnel 2, Contorno Viário de Florianópolis.	26
Figura 2 – Elementos de suporte do túnel. 1) Enfilagem. 2) Pregagem de frente. 3) Cambota. 4) Concreto projetado. 5) Chumbadores. 6) Arco Invertido.	29
Figura 3 – Perfuração de enfilagem no emboque do Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.	31
Figura 4 – Perfuração de enfilagens no contorno da escavação, Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.	31
Figura 5 – Pregagem de fibra de vidro na face da escavação do Túnel 2, Contorno Viário de Florianópolis.	32
Figura 6 – Escavação em solo, utilização de cambota, Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.	34
Figura 7 – Arco Invertido Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.	35
Figura 8 – Funções do arco invertido A) Função de fundação em que N representa a distribuição de cargas. B) Função de travamento em que H é a componente de força sub-horizontal.	35
Figura 9 – Instalação de tela metálica, Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis. ...	36
Figura 10 – Instalação de malha de tirantes, Túnel 2, Contorno Viário de Florianópolis.	37
Figura 11 – Resumo de operações que constituem um estudo geológico-geotécnico de túneis.	38
Figura 12 – Resumo das etapas de estudos geológicos conforme a IP-DE-G00/001.	43
Figura 13 – Resumo com etapas de estudos geotécnicos conforme IP-DE-G00/003.	44
Figura 14 – Diretriz para suporte permanente em aberturas subterrâneas.	61
Figura 15 – Fluxograma com a metodologia simplificada do trabalho.	69
Figura 16 – Modelo digital do terreno importando para o <i>Leapfrog Works</i>	72
Figura 17 – Dados geométricos do túnel georreferenciados importados para o <i>Leapfrog Works</i>	73
Figura 18 – Ambiente 3D integrado com dados geométricos do túnel 3.	74
Figura 19 – Dados das frentes de escavações importados para o <i>Leapfrog Works</i>	75

Figura 20 – Localização Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.	78
Figura 21 – Localização dos emboques e pistas norte e sul do Túnel 3.	79
Figura 22 – Emboque norte.	80
Figura 23 – Emboque sul.	80
Figura 24 – Mapa geológico do Túnel 3, escala 1:500.000.	83
Figura 25 – Localização dos 13 furos de sondagens mistas realizados.	87
Figura 26 – Testemunho de sondagem mista SM-3004, executada até a profundidade 29,01 metros.	88
Figura 27 – Testemunho de sondagem SM-3011, executada até a profundidade de 50,20 metros.	89
Figura 28 – Testemunhos de sondagens selecionados para a confecção das amostras 4 (SM-3004) e 5 (SM-3011).	91
Figura 29 – Parte do testemunho de sondagem SM-3004 utilizado para a caracterização petrográfica.	92
Figura 30 – Aspecto geral da amostra em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).	93
Figura 31 – Imagens com nicóis cruzados. A) Plagioclásio com zonação concêntrica. B) Plagioclásio com núcleo de alteração.	93
Figura 32 – Agregado de biotitas e clorita (verde) em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).	94
Figura 33 – Cristais de biotita cloritizados em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).	94
Figura 34 – Hornblenda anédrica poiquilítica englobando cristais de quartzo em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).	95
Figura 35 – Seção basal de hornblenda em luz natural (A) e nicóis cruzados (B). ...	95
Figura 36 – A) Testemunho de sondagem amostra 5-SM-3011. B) Superfície onde foi feita a laminação para análise microscópica.	96
Figura 37 – Ambas as figuras com nicóis cruzados. A) Cristais de plagioclásio presentes na matriz. B) Cristal de plagioclásio com núcleo de alteração.	97
Figura 38 – Cristais anédricos de quartzo associados aos feldspatos argilizados em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).	97
Figura 39 – Fenocristal de feldspato potássico, em nicóis cruzados, com textura pertítica.	98
Figura 40 – A) Cristais de biotita em diferentes orientações evidenciando seu pleocroísmo em luz natural. Cristal de biotita sendo substituído por clorita em luz natural (B) e nicóis cruzados (C).	99

Figura 41 – Cristal de hornblenda em luz natural, com forma anédrica e poiquilítico.	100
Figura 42 – Cristais de epidoto com nicóis paralelos (A) e cruzados (B).	100
Figura 43 – Mapa pedológico da área de estudo, escala 1:250.000.	102
Figura 44 – Relevo da região do Túnel 3.	104
Figura 45 – Região Hidrográfica da área de estudo.	105
Figura 46 – Padrões de drenagem presentes na área de estudo.	106
Figura 47 – Compartimentação geomecânica de projeto ao longo do túnel. A) Pista Sul. B) Pista Norte.	109
Figura 48 – Seção de escavação da pista sul, emboque sul. Presença de solo residual no teto da escavação, contendo lentes quartzo-feldspáticas (félsicas), lentes micáceas (escuras) e lentes silte argilo-arenosas.	111
Figura 49 – Escavação da pista norte, emboque norte, em seção mista, com presença de rocha pouco alterada a sã na base da escavação, graduando para rocha alterada mole e solo residual no topo da seção.	112
Figura 50 – Escavação em seção mista na pista sul, emboque sul. Presença de rocha pouco alterada a sã na base da escavação, graduando para rocha alterada dura a rocha alterada mole no teto da seção.	113
Figura 51 – Escavação na região do emboque sul, pista norte em seção mista com presença de rocha alterada mole intercalada com blocos de rocha alterada dura a sã por toda a seção.	114
Figura 52 – Escavação do emboque sul, pista norte, em seção mista com transição de rocha pouco alterada a sã na base da escavação para rocha alterada dura a rocha alterada mole no teto da seção.	114
Figura 53 – Escavação do emboque norte, pista sul. Presença de fundação em rocha alterada dura a pouco alterada com rocha alterada mole no teto da seção. .	115
Figura 54 – Frente de escavação emboque norte, pista norte, em seção mista com fundação em rocha pouco alterada e rocha alterada mole no teto.	116
Figura 55 – Frente de escavação em rocha sã, com estrutura migmatítica.	117
Figura 56 – Frente de escavação estaca aproximada 226+012, pista sul, com presença de zona de cisalhamento subvertical, N311/66, com intercalação de rocha alterada dura e alterada mole com preenchimento argiloso.	118
Figura 57 – Frente de escavação estaca aproximada 225+689, pista norte, com presença de zona de cisalhamento com intercalação de rocha alterada mole e rocha	

alterada dura fragmentada, oxidada e com preenchimento argiloso avermelhado nas superfícies das fraturas. Presença de gotejamento de água.....	119
Figura 58 – Valores do parâmetro RQD de cada frente de escavação do túnel.	121
Figura 59 – Valores do parâmetro Jn de cada frente de escavação do túnel.	123
Figura 60 – Valores do Parâmetro Jr de cada frente de escavação do túnel.	125
Figura 61 – Valores do parâmetro Ja de cada frente de escavação do túnel.	127
Figura 62 – Valores do parâmetro Jw de cada frente de escavação do túnel.	129
Figura 63 – Valores do parâmetro SRF de cada frente de escavação do túnel.	131
Figura 64 – Presença de baixa cobertura na região dos emboques.	132
Figura 65 – Classificação Q de cada frente de escavação do túnel.....	135

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Túneis rodoviários executados no Brasil por meio do método NATM. ...	28
Quadro 2 – Meios de investigação e resultados esperados para projetos de túneis.	41
Quadro 3 – Desenvolvimento de estudos em projeto de túneis.	45
Quadro 4 – Qualificação do maciço pelo sistema Q-Barton.	49
Quadro 5 – Quantidade de fraturas por m ³ e seu valor RQD (%).	50
Quadro 6 – Valores de Jn.	50
Quadro 7 – Valores atribuídos a Jr.	51
Quadro 8 – Valores de Ja.	53
Quadro 9 – Valores do fator de redução de água nas descontinuidades.	54
Quadro 10 – Valores do parâmetro SRF.	55
Quadro 11 – Classificação geomecânica de Bieniawski (1989).	57
Quadro 12 – Pesos da condição das descontinuidades.	58
Quadro 13 – Pesos em relação a orientação das descontinuidades.	59
Quadro 14 – Classes do maciço rochoso segundo o Sistema RMR.	59
Quadro 15 – ESR para diferentes obras subterrâneas.	60
Quadro 17 – Correlações entre a metodologia Q e RMR.	62
Quadro 17 – Dados cartográficos utilizados para caracterização inicial da área.	70
Quadro 18 – Mapas existentes utilizados para caracterização inicial da área.	70
Quadro 19 – Classes geomecânicas de projeto – Metodologia Q-System.	107
Quadro 20 – Classes geomecânicas de projeto – Metodologia RMR.	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Percentuais das classes geomecânicas estimadas para ambas as pistas.	108
Tabela 2 – Percentuais do parâmetro RQD.	120
Tabela 4 – Percentuais do parâmetro Jn.	122
Tabela 5 – Percentuais do parâmetro Jr.	124
Tabela 6 – Percentuais para o parâmetro Ja.	126
Tabela 7 – Percentuais do parâmetro Jw.	128
Tabela 8 – Percentuais dos valores de SRF.	130
Tabela 9 – Percentuais dos valores de Q e das classes geomecânicas atribuídas ao túnel.	134

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

3D	Tridimensional
ABGE	Associação Brasileira de Geologia e Engenharia Ambiental
AID	Arco Invertido Definitivo
ATO	Acompanhamento Técnico de Obras
ERS	<i>Excavation Support Ratio</i>
Ja	Número de Alteração das Juntas
Jn	Número de Família das Juntas
Jr	Número de Rugosidade das Juntas
Jw	Fator de Redução de Água das Juntas
NATM	<i>New Australian Tunnelling Method</i>
RAM	Rocha Alterada Mole
RAD	Rocha Alterada Dura
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RS	Rocha Sã
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SM	Sondagem mista
SRF	Fator de Redução de Tensão
Q	Sistema Q de Classificação de Maciços Rochosos

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	JUSTIFICATIVA.....	21
1.2	OBJETIVO GERAL.....	21
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	TÚNEIS.....	23
2.2	MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS.....	24
2.2.1	<i>New Australian Tunneling Method – NATM</i>	25
2.3	REVESTIMENTO E SUPORTE DE TÚNEIS.....	29
2.3.1	Enfilagem.....	30
2.3.2	Pregagem.....	32
2.3.3	Cambota.....	32
2.3.4	Arco Invertido.....	34
2.3.5	Tela metálica.....	35
2.3.6	Tirantes em rocha	36
2.4	INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.....	37
2.5	SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	47
2.5.1	Sistema Q de Barton (Q-System).....	47
2.5.1.1	<i>RQD – Designação da qualidade da rocha</i>	<i>49</i>
2.5.1.2	<i>Número de famílias de juntas (Jn).....</i>	<i>50</i>
2.5.1.3	<i>Número da rugosidade das juntas (Jr)</i>	<i>51</i>
2.5.1.4	<i>Número de alteração das juntas (Ja)</i>	<i>52</i>
2.5.1.5	<i>Fator de redução de água nas juntas (Jw)</i>	<i>54</i>
2.5.1.6	<i>Fator de redução de tensão (SRF).....</i>	<i>54</i>
2.5.2	Sistema RMR (Rock Mass Rating).....	56
2.5.2.1	<i>Diretriz para suporte de túneis com o valor de Q</i>	<i>60</i>
2.5.3	Correlação entre as classificações RMR e Q-Barton.....	61
2.5.4	Aplicações em túneis dos sistemas de classificação RMR e Q.....	63
2.5.5	Vantagens e limitações dos sistemas de classificação geomecânica.....	64
2.5.5.1	<i>Sistema RMR</i>	<i>64</i>
2.5.5.2	<i>Sistema Q.....</i>	<i>65</i>
2.6	MODELAGEM TRIDIMENSIONAL	66

2.7	ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DE OBRAS – ATO	67
3	MATERIAIS E MÉTODOS	69
3.1	LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO	70
3.2	MODELAGEM GEOMECÂNICA 3D	70
3.2.1	Coleta e organização da base de dados	71
3.2.2	Processamento dos dados	71
3.2.3	Criação e análise do modelo.....	72
3.3	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ESCAVADO	76
4	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO TÚNEL.....	77
4.1	LOCALIZAÇÃO E ACESSO	77
4.2	CONTEXTO GEOLÓGICO E TECTÔNICO	80
4.2.1	Complexo Águas Mornas	84
4.2.2	Tonalito Forquilha.....	85
4.2.3	Granodiorito Alto da Varginha	85
4.2.4	Granito São Pedro de Alcântara	86
4.3	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA LOCAL	86
4.3.1	Descrição geológica da amostra 4 (SM-3004)	91
4.3.2	Descrição geológica amostra SM-3011	96
4.4	PEDOLOGIA	101
4.5	RELEVO	103
4.6	HIDROLOGIA.....	105
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	107
5.1	COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA DE PROJETO	107
5.2	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO MACIÇO ESCAVADO	110
5.2.1	Transição entre solo residual jovem, rocha alterada mole e rocha alterada dura.....	110
5.2.2	Maciço rochoso pouco alterado a são	116
5.2.3	Zonas de cisalhamento	117
5.3	MODELAGEM 3D DA COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA	119
5.3.1	Designação da qualidade da rocha – RQD	119
5.3.2	Número de família de juntas – Jn	121
5.3.3	Número da rugosidade das juntas – Jr	123

5.3.4	Número de alteração das juntas – Ja	125
5.3.5	Fator de redução de água – Jw.....	127
5.3.6	Fator de redução de tensão – SRF	129
5.3.7	Análise do Índice Q.....	131
5.4	COMPARAÇÃO ENTRE A CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE PROJETO E A EXECUTADA.....	135
6	CONCLUSÕES.....	139

1 INTRODUÇÃO

A construção de túneis permite, além de oferecer soluções eficientes para o transporte e a gestão hídrica, atravessar barreiras naturais, como cadeias montanhosas e cursos d'água, minimizando os impactos ambientais e reduzindo os custos operacionais ao longo do tempo. Porém, a crescente necessidade de estruturas subterrâneas, em função do rápido crescimento das cidades nos países em desenvolvimento (ABGE, 2018), requer a sua escavação por meio de condições geológicas complexas (Habimana, *et al.*, 2002).

Para o sucesso dos desafios impostos pela complexidade geológica no planejamento da infraestrutura, é crucial a caracterização adequada do maciço rochoso, que pode apresentar condições altamente variáveis, e dos seus riscos geológicos (Gong *et al.*, 2021; Liu *et al.*, 2022; Maraio e Bruno, 2015; Doyoro *et al.*, 2025).

Neste contexto, Guidicini (2022) ao realizar o levantamento de acidentes em túneis hidráulicos no Brasil, concluiu que as situações críticas decorrem da limitação de conhecimento nas fases de projeto. Essa deficiência está diretamente relacionada à insuficiência de informações nos modelos geológico-estruturais adotados, resultante de campanhas de investigação frequentemente restritas, tanto em quantidade quanto em qualidade. Como consequência, há lacunas significativas na compreensão das condições do maciço rochoso ao longo do traçado, o que compromete a confiabilidade do projeto e a segurança da obra.

As obras subterrâneas, principalmente os túneis, são as obras que mais exigem exatidão das investigações geológico-geotécnicas e nas quais o conhecimento da geologia da área a ser estudada é mais exigida (ABGE, 2018). Diante dessa realidade, torna-se fundamental aprimorar os métodos de caracterização geotécnica para reduzir a incerteza e aumentar a previsibilidade do comportamento do terreno durante as escavações.

Para esse fim, o uso de sistemas de classificação geomecânica, como o *Rock Mass Rating* (RMR) de Bieniawski (1989) e o *Q-System* do NGI (2022), tem se consolidado como uma prática essencial na caracterização e avaliação de maciços rochosos (MOHAMMADI, 2021). Esses sistemas fornecem parâmetros quantitativos que auxiliam na previsão do comportamento do maciço durante as escavações, permitindo o desenvolvimento de soluções mais seguras e econômicas para o

suporte e a estabilização. Autores como Nurcahyani *et al.* (2023), Bagherzadeh *et al.* (2025) e Zhang *et al.* (2024) reforçam a necessidade de calibração dos parâmetros e das relações empíricas entre os sistemas com a geologia local, a fim de garantir a precisão e a confiabilidade das classificações geomecânicas.

O Contorno Viário de Florianópolis, em Santa Catarina, é um projeto de infraestrutura de grande relevância para a região. Situado no município de Palhoça, o túnel 3 foi concebido com duas pistas paralelas, sul e norte, com extensões aproximadas de 814,5 metros e 867,5 metros, respectivamente. Durante a execução, foi utilizado o método conhecido como *New Austrian Tunneling Method* (NATM), que é amplamente reconhecido por sua flexibilidade e pela capacidade de lidar com condições geológicas desafiadoras como regiões de variabilidade geológica, terrenos com maciços de baixa qualidade geomecânica, estados de tensões elevadas e limitações logísticas (Zlatanovic e Sander, 2014).

A caracterização geomecânica de projeto do Túnel 3 foi realizada pela Maffei Engenharia, utilizando os sistemas RMR e Q-System, a partir de uma série de ensaios e levantamentos, como boletins de sondagem, investigações geofísicas, perfis de poços com televisionamento e análises petrográficas. Essas análises indicaram a presença de quatro classes geomecânicas principais (II, III, IV e V), com destaque para regiões de baixa qualidade geomecânica nos emboques, conforme descrito por Bieniawski (1989), além da identificação de zonas de cisalhamento com características geomecânicas desfavoráveis.

Essas condições conferem ao Túnel 3 um papel de destaque dentro do conjunto de estruturas do empreendimento, especialmente no que se refere aos desafios construtivos. Como destacado por Gattiononi (2016), a ocorrência de falhas ao longo do traçado de uma estrutura subterrânea pode representar um fator crítico para sua execução.

Durante a sua execução, o acompanhamento técnico de obras (ATO) desempenhou um papel na revisão e no aprimoramento do modelo geomecânico inicial. Por meio de mapeamentos geológico-geotécnicos detalhados realizados em cada frente de escavação, a equipe de ATO foi capaz de identificar variações nas condições do maciço, como antecipação de zonas de cisalhamento e materiais altamente deformáveis. Essas informações permitiram ajustes em tempo real nos elementos de suporte e nas técnicas de escavação, garantindo a segurança e a estabilidade da obra.

Diante da complexidade geológica do Túnel 3, este trabalho propõe a criação de um modelo geomecânico tridimensional para análise espacial integrada e precisa do comportamento geomecânico do maciço escavado, com base em um banco de dados composto por 641 mapeamentos das frentes de escavações e de dados de projeto fornecidos pela empresa projetista.

1.1 JUSTIFICATIVA

Este trabalho é justificado pela necessidade de aprimorar as metodologias utilizadas em projetos de túneis e escavações subterrâneas, devido à complexidade das condições geológico-geotécnicas envolvidas e às limitações das abordagens convencionais, como modelos bidimensionais. Nesse contexto, a modelagem tridimensional, apresenta-se uma ferramenta mais detalhada, o que permite uma análise integrada das características estruturais e geomecânicas, contribuindo para a inovação e o aprimoramento das técnicas empregadas na engenharia geotécnica.

Além disso, o estudo visa validar a eficiência de metodologias consolidadas de classificação geomecânica, como o *Q-System* e o RMR (*Rock Mass Rating*), aplicadas às condições específicas do Túnel 3 do Contorno Viário de Florianópolis. Essa validação é importante para garantir a confiabilidade e a aplicabilidade dessas ferramentas em cenários geológicos semelhantes.

Outro aspecto relevante é a ênfase na relevância do acompanhamento técnico de obra (ATO), que por meio do monitoramento contínuo e da classificação das frentes de escavações, permite a identificação rápida de problemas como instabilidades ou deformações. Essa abordagem possibilita a implementação de medidas corretivas, garantindo maior segurança à obra e minimizando os riscos durante o processo construtivo.

1.2 OBJETIVO GERAL

Criar um modelo tridimensional para análise integrada das características geomecânicas de um túnel escavado em uma região de granitoides deformados, com interceptação de zonas de cisalhamento, com base nos parâmetros de projeto e nos dados de mapeamentos geológico-geotécnicos realizados durante a execução da obra.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

No intuito de se obter informações e análises suficientes para atender ao objetivo geral estabelecido, foram traçados os seguintes objetivos específicos:

- a. Analisar os parâmetros RQD, Jn, Ja, Jr, Jw e SRF da metodologia Q, atribuídos a cada classe da compartimentação geomecânica do maciço;
- b. Realizar a caracterização geológico-geotécnica detalhada do maciço rochoso, identificando os diferentes graus de alteração intempérica e suas influências sobre a resposta geomecânica observada ao longo da escavação;
- c. Comparar o modelo geomecânico de projeto com os resultados obtidos durante a execução, destacando as divergências e suas implicações;
- d. Contribuir para o aprimoramento e validação de metodologias de classificação geomecânica, especialmente o sistema Q, aplicadas a obras subterrâneas escavadas em rochas com estruturas gnáissicas a migmatíticas e com presença de zonas de cisalhamento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os tópicos a seguir apresentam o referencial teórico do trabalho, com foco em túneis e seus métodos de execução, revestimentos e suportes, investigações geológico-geotécnicas, metodologias de classificação do maciço rochoso, modelagem tridimensional e acompanhamento técnico de obras.

2.1 TÚNEIS

Túneis são obras de infraestrutura projetados para permitir passagem direta por meio de barreiras, como elevações, rios, canais, áreas urbanas, entre outras. São componentes do sistema de transporte incluindo ferrovias, rodovias, metrô e transporte de fluídos. Na gestão hídrica, a sua utilidade pode ser tanto na obtenção de energia quanto no fornecimento de água para população. Além disso, em projeto de barragens, os túneis são empregados como estruturas complementares para o desvio do fluxo do rio, possibilitando a construção da barragem no leito do rio. Esses túneis de desvio são posteriormente aproveitados como túneis de adução, otimizando seu uso a longo prazo (AGBE, 2018).

Moreira (2006) faz uma retrospectiva sobre a evolução da construção de túneis destacando que há quatro milênios já existiam em Portugal, França e Bélgica túneis para extração de ouro, cobre e sal, escavados com ferramentas manuais. Outra técnica antiga consistia no aquecimento por fogo para gerar fissuras na rocha, utilizada para construir um dos mais antigos esgotos de Roma, Cloaca Massima.

Com a evolução dos explosivos, a execução de túneis passou a ser muito mais rápida. Moreira (2006) relata que, em 1679, a pólvora foi usada pela primeira vez na construção de um túnel no sul da França, localizado na ligação do Mediterrâneo ao oceano Atlântico. Em 1867, ocorreu a primeira escavação subterrânea com nitroglicerina no túnel de *Hoosac*, em Massachusetts. No mesmo túnel, em 1866, foi utilizada pela primeira vez a perfuração com ar comprimido, o que melhorou substancialmente as condições de trabalho, segurança, ventilação e eficiência em comparação com o uso de explosivos.

Após a descoberta de explosivos e utilização de ar comprimido na perfuração, Moreira (2006) destaca que, desde o uso inicial de gigantescas tuneladoras em 1957 em Toronto, Canadá, para escavar um túnel de esgoto em

xisto e calcário, houve significativo desenvolvimento e aperfeiçoamento de grandes máquinas escavadoras de túneis. Com este aperfeiçoamento, otimizou-se os procedimentos construtivos, aumentando a segurança dos operários e a estabilidade das cavidades.

Com o desenvolvimento e a utilização de espaços subterrâneos profundos, projetos túneis em áreas como energia hidrelétrica, mineração e transporte estão se tornando cada vez mais comuns (Zheng *et al.*, 2024).

Hoje, com o avanço do maquinário e das técnicas de construções de túneis, a escolha do traçado e dos locais é determinada principalmente pelas necessidades funcionais das populações, mais do que pelas propriedades dos materiais ou suas características geográficas. Isso significa que desafios como condições geológicas e geotécnicas desfavoráveis, geometrias complexas, variações de coberturas ou a presença de áreas urbanas densas e estruturas sensíveis na superfície não são impossíveis para a construção de túneis (Moreira, 2006).

2.2 MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS

A escolha do método mais apropriado para a execução de um túnel rodoviário envolve diferentes fatores e condicionantes. De acordo com Pinheiro (2008), os fatores a serem considerados são:

- Características geológicas e geotécnicas do maciço a ser escavado, sendo primordiais os parâmetros: tipos de solos, heterogeneidade, compacidade e permeabilidade;
- Fatores geométricos: forma e dimensão da seção do túnel, seu desenvolvimento e espessura de recobrimento;
- Tipo e quantidade de equipamento disponível;
- Experiência dos construtores ou a qualificação da mão-de-obra;
- Custos sociais: interrupção do tráfego, danos a via e ao pavimento, danos às estruturas e instalações contíguas, emissão de ruídos, poluentes e poeira e a insatisfação da população.

A otimização dos processos construtivos, segundo Pinheiro (2008), envolve a busca por preços mais baixos, a mecanização e a sistematização das operações. Esses desafios econômicos que estão em progresso e vem sendo alcançados

principalmente em túneis mecanizados, mas também em túneis com escavação convencional. Além dos desafios econômicos, outro grande desafio é reduzir o impacto ambiental durante a obra.

Não há consenso sobre a classificação dos processos construtivos de túneis, mas existem métodos consagrados, independente de categoria ou classificação adotada. Moreira (2006) classifica as tecnologias construtivas pelo momento de instalação do suporte: túneis com suporte retardado ou com suporte imediato. Egger, Mergelsberg e Sauer (2004) dividem as metodologias em túneis mecanizados e mineiros. Assis (2001) classifica os métodos em vala recoberta, mini túneis, escavação sequencial, escavação mecanizada com tuneladora e escavação de fogo. Travagin (2012) categoriza os métodos em mecanizados (com tuneladora ou por cravação de tubos) e não mecanizados (vala recoberta, método direto ou invertido, ou escavação sequencial, desmonte de rocha ou escavação de solo).

Em métodos construtivos mecanizados, comumente são utilizados *Tunnel Boring Machines* – TBM e o *Pipe Jacking* (ABGE, 2018). Entre os métodos não mecanizados ou convencionais, destacam-se *Drill and blast*, *Cut and Cover* e *New Austrian Tunneling Method* – NATM. Neste trabalho, será abordado o método construtivo não mecanizado ou convencional conhecido como NATM.

2.2.1 New Australian Tunneling Method – NATM

O método NATM de construção de túneis foi desenvolvido por Rabcewics entre 1957 e 1965. É uma filosofia de projeto e construção baseada em critérios de observação, isto é, trata-se de um dimensionamento empírico, conforme descrito por diversos autores ao longo das últimas décadas (RABCEWICZ, 1965; HOEK; BROWN, 1980; BIENIAWSKI, 1984; KOVÁRI; DUDT, 1993), bem como em estudos e aplicações mais recentes (GAMNITZER *et al.*, 2024; AHMAD *et al.*, 2019; AYGAR, 2020; MAZAK-HUEMER; GOGER; BENDER, 2022).

O dimensionamento empírico proposto por Rabcewicz propõe a eliminação dos relaxamentos iniciais e vazios na interface do material escavado com aplicação de um suporte logo após a escavação. Esse suporte, feito de material plástico oferece rápida resistência e preenche totalmente as cavidades, imobilizando a rocha ou solo em sua posição relativa.

Murakami (2001) reforça que o método busca o equilíbrio da escavação com a instalação progressiva de suportes mínimos e bastante flexíveis, utilizando concreto projetado, cambotas e chumbadores. Além disso, realiza o acompanhamento e controle da evolução das deformações até que se estabilizem. Se houver tendência de instabilidade, uma nova fase de suporte é executada. Assim, procura-se otimizar a utilização do suporte através do aproveitamento da capacidade de auto-sustentação do maciço.

O uso de concreto projetado (Figura 1) é justificado por sua plasticidade durante a aplicação e por preencher irregularidades na escavação, como *overbreaks*. Além disso, ele adquire rigidez e resistência em pouco tempo. Geralmente, o concreto projetado é aplicado em duas etapas: revestimento primário e secundário, com instalação de impermeabilização, possíveis telas metálicas e drenagem entre as camadas, a depender dos critérios particulares de projeto.

Figura 1 – Aplicação de concreto projetado para regularização de forma no Túnel 2, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2023).

Para monitoramento da evolução das deformações, é essencial implementar um sistema de instrumentação para avaliar as deformações e garantir a segurança. Avalia-se a convergência e divergência da seção escavada, os recalques na superfície, os níveis piezométricos nas proximidades, entre outros. O plano de

acompanhamento, segundo Coutinho (2015), deve ser composto por inclinômetros, tassômetros, marcos superficiais, pinos de convergência, réguas de recalque, além de sismógrafos.

Pinheiro (2008) aponta que o Novo Método Austríaco como uma forma segura e muito eficiente de construção de túneis. De forma geral, o autor faz a caracterização do método pelos seguintes princípios essenciais:

- Mobilização da resistência do maciço rochoso: O componente principal da sustentação do túnel é a resistência intrínseca do maciço circundante que está sendo escavado;
- Proteção por projetado: Aplicação de projetado imediata ao avanço da escavação para minimizar deformações;
- Monitoramento: Instalação de instrumentação;
- Suporte flexível: Além do revestimento de concreto projetado, utilização de pregagens, redes metálicas e cambotas para reforço do suporte;
- Preenchimento da seção basal “invert”: A criação de um anel suporte de carga é crucial nos túneis em rochas brandas e nenhuma seção do túnel pode ser deixada aberta, sem preenchimento, mesmo que temporariamente.
- Arranjos contratuais: Nesse método, é possível mudanças nos métodos de sustentação e de construção, a depender do sistema de contratação;
- Classificação do maciço rochoso: Existe classes principais de maciços rochosos para utilização de métodos de suporte específicos, os quais servem como diretriz para o reforço do túnel.

A maior vantagem do NATM, de acordo com Egger, Sauer e Mergelsberg (2004), é a sua versatilidade, o que permite a adaptação a condições geológicas variáveis, bem como mudanças na seção transversal do túnel e a viabilidade financeira, quando se trata de túneis de até 2,4 quilômetros. Além disso, a possibilidade de escavação em várias frentes de ataque proporciona uma rápida taxa de avanço e consequentemente aumento de produtividade e redução dos custos.

Além de Egger, Sauer e Mergelsber (2004), diversos trabalhos recentes confirmar a aplicabilidade do NATM em diferentes condições geotécnicas, destacando sua flexibilidade e adaptação em obras complexas. Estudos demonstram que, apesar do apoio de ferramentas digitais e modelos numéricos, a

aplicação eficaz do método continua a depender da observação *in situ* e do ajuste contínuo das soluções (GAMNITZER *et al.*, 2024; BAUER; RATH, 2020; AHMAD *et al.*, 2019; AYGAR, 2020; MAZAK-HUEMER; GÖGER; BENDER, 2022, ZLATANIC; SANDER, 2014).

De acordo com Zlatanovic e Sander (2014), em seu estudo de caso, a seleção do método NATM para a execução dos túneis de Devil's Slide foi motivada por sua flexibilidade e adaptabilidade, características cruciais para a gestão das condições geotécnicas heterogêneas e variáveis do maciço rochoso. A complexidade geológica da região, marcada pela presença de quatro falhas inativas ao longo do traçado, estratigrafia diversificada, áreas de escavação mista e um regime hidrogeológico com expressiva presença de água subterrânea, impôs desafios significativos. Adicionalmente, a localização em zona de alta sismicidade e com condições ambientais sensíveis, reforçaram a pertinência da escolha do NATM.

Como desvantagem, o método apresenta baixa adequação a solos excessivamente moles ou a solos permeáveis quando abaixo do lençol freático (HALCROW-SINERGIA, 2009). Apesar de Egger, Sauer e Mergelsberg (2004) discordar e assegurar que é possível trabalhar com a metodologia NATM em qualquer condição de solo.

No Brasil, o método NATM foi empregado na construção de diversos túneis. Alguns deles estão apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Túneis rodoviários executados no Brasil por meio do método NATM.

Nome do Túnel	Localização	Inauguração
Túnel da Grotta Funda	TransOeste, Rio de Janeiro	2012
Túnel Charitas-Cafubá	Niterói, Rio de Janeiro	2017
Túnel do Morro Agudo	Paulo Lopes, Santa Catarina	2012
Túnel 3/4	Rodovia dos Tamoios, São Paulo	2022
Túnel Serra do Cafezal	Rodovia Régis Bittencourt, São Paulo	2017
Túnel do Morro Alto	BR-101 Rio Grande do Sul	2010
Túnel Marcelo Alencar	Rio de Janeiro	2016
Túnel Irineu Meireles	Rodovia dos Imigrantes, São Paulo	2002
Túneis 1, 2, 3 e 4	Contorno Viário de Florianópolis, Santa Catarina	2024
Túneis Senador Nelson Carneiro	Transolímpica, Rio de Janeiro	2016
Túnel Cauby Peixoto	Transolímpica, Rio de Janeiro	2016

Fonte: Trichês (2019), Silva (2019), Sehn (2020) e parte das informações foram obtidas por meio de comunicação pessoal com profissionais de empresas projetistas (2024-2025).

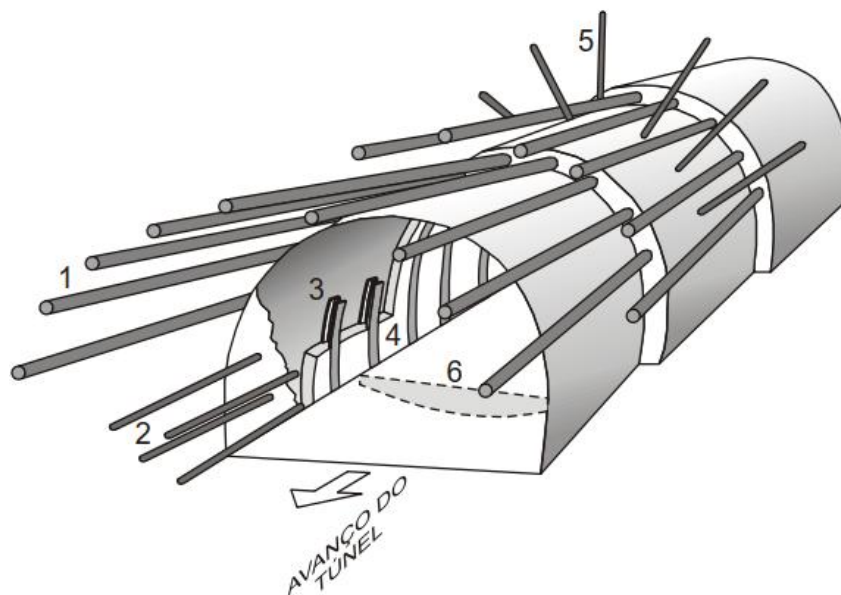
2.3 REVESTIMENTO E SUPORTE DE TÚNEIS

Maffei (1995) define suporte como um revestimento aplicado para equilibrar os carregamentos que ocorrem durante a construção, mantendo a estabilidade da escavação até que seja executado o revestimento definitivo, os quais podem ser significativamente menores que o geostático devido aos efeitos de arqueamento.

Em relação ao revestimento, Maffei (1995) especifica como uma estrutura permanente que deve ter a capacidade de equilibrar qualquer carregamento possível (carregamento potencial) durante a vida útil da obra, com margens de segurança normatizadas, as quais a sociedade considera satisfatórias. O revestimento do túnel é constituído pelo revestimento de 1ª fase e o revestimento de 2ª fase, de acordo com as considerações do projeto (DER/SP, 2005).

Serão apresentados a seguir termos utilizados na engenharia de túneis para elementos de suporte, ou revestimento aplicados no método NATM (Figura 2), de acordo com as definições especificadas por Maffei (1995), Murakami (2001) e da Instrução de Projeto do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER/SP (2005).

Figura 2 – Elementos de suporte do túnel. 1) Enfilagem. 2) Pregagem de frente. 3) Cambota. 4) Concreto projetado. 5) Chumbadores. 6) Arco Invertido.



Fonte: DER/SP (2005).

2.3.1 Enfilagem

São elementos estruturais longitudinais, instalados no contorno do teto da escavação (Figura 3 e Figura 4), executados previamente à escavação para manter a sustentação do maciço até a conclusão da aplicação do suporte (DER/SP, 2005). Murakami (2001) acrescenta a função de proteção aos trabalhadores contra quedas de blocos as enfilagens e define-as como sendo justapostas (contínuas transversalmente), discretas (descontínuas transversalmente), longas ou curtas, caracterizando as seguintes diferenças:

- Enfilagens discretas: reduzem o vão de deslocamento do solo, fazendo com que o solo passa a se apoiar nas enfilagens vizinhas, em vez de se apoiar no maciço à frente e no revestimento logo atrás.
- Enfilagens justapostas: Utilizadas em solos não coesivos (areia seca) que escoam por qualquer abertura, quando há problemas de infiltração com carregamento de material e quando se deseja o efeito de pré-revestimento.
- Enfilagens curtas: Usadas como suporte de teto somente se o maciço imediatamente à frente tiver capacidade para suportar a sua reação vertical de apoio.
- Enfilagens longas: Utilizadas quando o solo da frente de escavação apresenta problemas de instabilidade ou resistência. As enfilagens longas buscam apoio dentro do maciço, onde ele se mantém confinado. Podem também ser usadas para auxiliar na estabilidade da frente de escavação, funcionando como elemento de reforço e ajudando no equilíbrio vertical da carga à frente.

Figura 3 – Perfuração de enfilagem no emboque do Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2021).

Figura 4 – Perfuração de enfilagens no contorno da escavação, Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2022).

2.3.2 Pregagem

Elemento estrutural em forma de barra ou tubo, geralmente constituídos de fibras de vidro, tubos de PVC ou aço. Instaladas na face frontal de escavação do túnel por meio de cravação ou perfuração e preenchimento com cimento ou resina, conforme a Figura 5. A função da pregagem é de fornecer tensão de confinamento horizontal, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo (DER/SP, 2005).

Figura 5 – Pregagem de fibra de vidro na face da escavação do Túnel 2, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2023).

2.3.3 Cambota

Segundo a Diretoria de Engenharia de São Paulo DER/SP (2005), a cambota é um elemento com a forma de arco superior do túnel utilizado para funções estruturais, construtivas e de projeto. Constituída de treliça de barras, vergalhões de aço, ou perfis metálicos calandrados ou soldados na forma de arco superior do túnel (Figura 6). Normalmente instaladas sistematicamente em espaços regulares de avanço de túnel.

Segundo a Instrução de Projeto de túneis, estruturalmente a cambota pode ser utilizada como confinamento do maciço, ou, localmente, como armação do

revestimento de primeira fase. Já construtivamente, é normalmente utilizada como gabarito para garantir geometria de aplicação do concreto projetado ou no auxílio à fixação da tela e do concreto projetado ainda sem resistência.

Murakami (2001) detalha o uso de cambotas para funções estruturais:

1. Junto à frente de escavação, a cambota ajuda a confinar o maciço recém escavado, juntamente com o concreto projetado ainda com baixa resistência, estabilizando eventuais mecanismos localizados. O concreto projetado com adição de aceleradores adquire resistência pelo menos igual ao do solo nas primeiras horas, permitindo o caminhamento das cargas para a cambota que suporta as solicitações por esforços normais. São exemplos deste caso a utilização de cambotas para: evitar queda de blocos ou relaxação de maciços que se comportam como meio descontínuo; confinar maciços com tempo de auto-sustentação menor que o tempo necessário para o concreto projetado adquirir resistência suficiente para esta função; suportar o maciço em casos de túneis com baixa cobertura. Nestes casos, não se deve esquecer que a cambota deve estar com fundação adequada para equilibrar os esforços verticais.
2. Enquanto o concreto projetado não adquirir resistência, a cambota pode trabalhar resistindo aos esforços de flexão e cisalhamento devidos às cargas concentradas do maciço; às assimetrias geométricas, geológicas ou de carregamento; às influências da região do emboque.
3. A cambota pode fazer parte da estrutura do revestimento ou suporte associado ao concreto, trabalhando como armação. Neste caso, devem ser executados detalhes apropriados de emendas e posicionamento, para que ele possa exercer o seu trabalho como armação de flexão.

Figura 6 – Escavação em solo, utilização de cambota, Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2021).

2.3.4 Arco Invertido

Parte do revestimento de túneis com a forma de anel fechado, representado pelo arco do lado inferior, conforme Figura 7. Pode ser chamado também de arco reverso ou simplesmente *invert* (DER/SP, 2005).

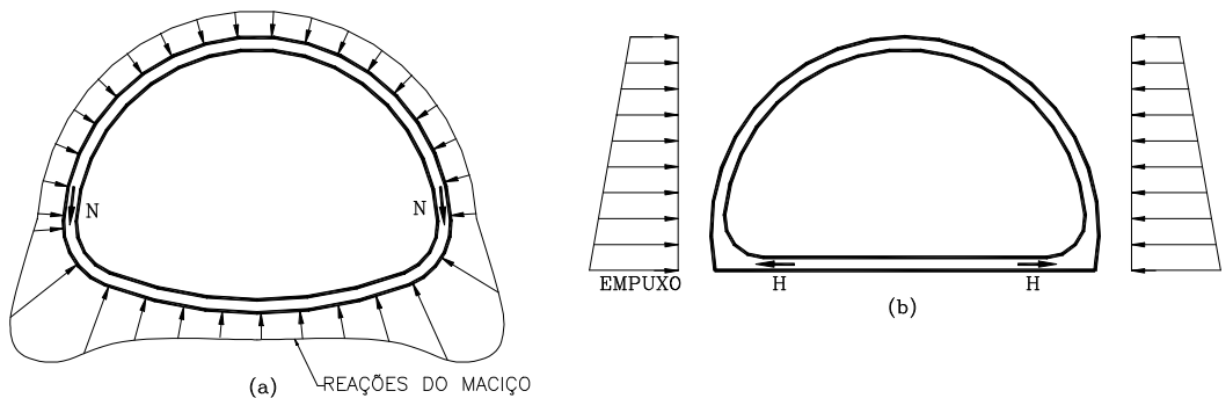
O Arco invertido pode trabalhar como fundação e como elemento de travamento lateral da casca de concreto projetado (Figura 8). Como fundação, o *invert* possui a função de distribuir as cargas para o maciço. Para isso, deverá possuir forma, dimensionamento e detalhamento adequado. Já como travamento, o arco invertido proporciona uma componente de força sub-horizontal que equilibra os empuxos laterais (MURAKAMI, 2001).

Figura 7 – Arco Invertido Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2023).

Figura 8 – Funções do arco invertido A) Função de fundação em que N representa a distribuição de cargas. B) Função de travamento em que H é a componente de força sub-horizontal.



Fonte: Murakami (2001).

2.3.5 Tela metálica

A tela metálica (Figura 9) é comumente utilizada em túneis de solo e rocha, desempenhando diferentes funções conforme a característica do maciço escavado. Murakami (2001) descreve a sua atribuição como:

- Em solo: Dotar o concreto projetado de resistência a tração para suportar os esforços resultantes do trabalho da casca de projetado, durante o período em que a seção avança somente com a calota.
- Em rocha: Contribuir na resistência ao cisalhamento do concreto contra quedas de blocos e proporcionar segurança enquanto o concreto projetado não é aplicado.

Figura 9 – Instalação de tela metálica, Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2023).

2.3.6 Tirantes em rocha

O tirante é um elemento estrutural utilizado para estabilização dos maciços rochosos (Figura 10). Trata-se de um dispositivo linear composto por um elemento resistente a tração, passível de receber carga de protensão ou atuar de forma passiva, instalado no interior do maciço por meio de perfuração prévia e, ancorado ao mesmo, através da injeção de calda de cimento ou resinas ao longo da perfuração.

Figura 10 – Instalação de malha de tirantes, Túnel 2, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Base de dados da equipe de ATO da Maffei Engenharia (2024).

A protensão de tirantes consiste na aplicação controlada de força de tração ao elemento de aço em estágios, enquanto são registrados os deslocamentos correspondentes, para verificação do seu comportamento e desempenho, assegurando sua conformidade conforme a NBR 5629-18.

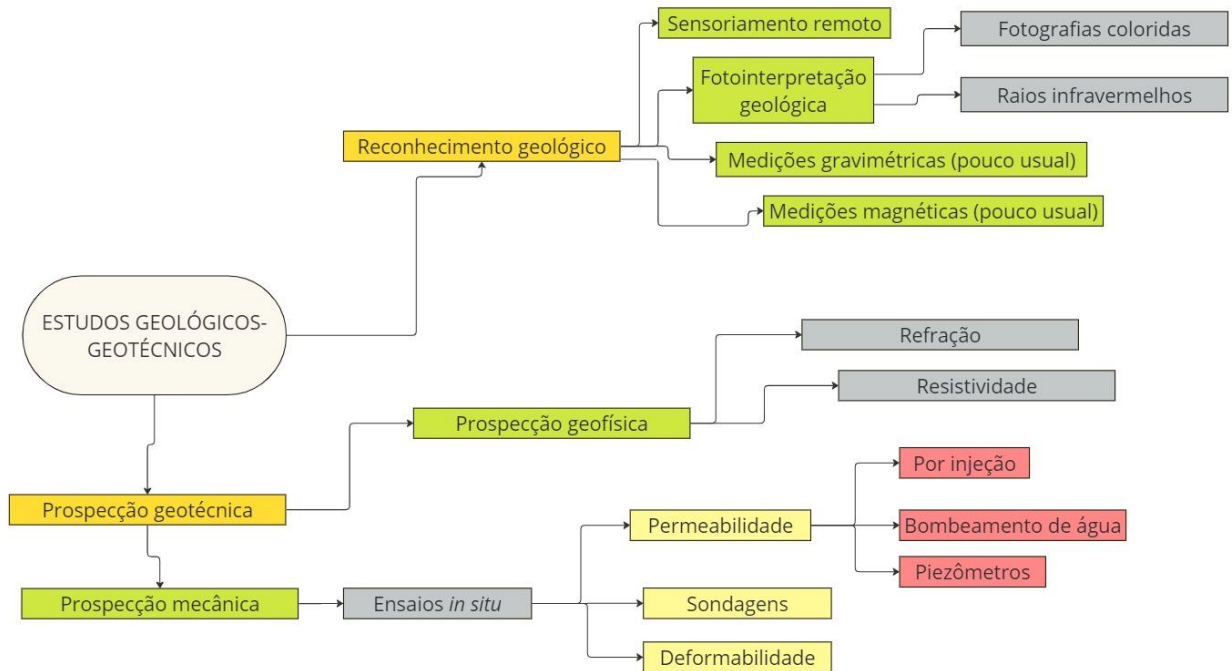
2.4 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Os estudos geológicos e geotécnicos devem caracterizar o maciço que intercepta o traçado do túnel a ser escavado. A interpretação preliminar do maciço permite elaborar projetos, planejar a obra, definir prazos, analisar possíveis riscos, entre outros. Dessa forma, a investigação geológica-geotécnica é uma etapa inicial e crucial para a previsão dos métodos construtivos, produtivos e econômicos da obra.

O estudo geológico e geotécnico deve ter como finalidade a definição dos parâmetros geotécnicos que vão influenciar a estabilidade da obra. A quantificação e metodologia de investigação para caracterização do maciço rochoso, na etapa de projeto, está diretamente ligada com as características geológicas da região. De acordo com Oliveira (1975), os fatores mais importantes a serem investigados são: deformabilidade, resistência das unidades geológicas, permeabilidade do terreno e estado de tensão virgem ou inicial. Adicionalmente, a caracterização geológica abrange: caracterização litológica dos terrenos, tectônica (descontinuidades) e as condições hidrogeológicas.

Após definir as características geológicas do maciço, a caracterização geotécnica é realizada com ensaios *in situ* e laboratoriais. O autor faz uma análise cronológica das operações que constituem um estudo geológico-geotécnico para a construção de túneis, apresentada de forma simplificada na Figura 11.

Figura 11 – Resumo de operações que constituem um estudo geológico-geotécnico de túneis.



Fonte: Modificado de Oliveira (1975).

Autores como Goodman (1989) e Hoek e Bray (1981) acrescentam a importância da deformabilidade, resistência, permeabilidade e estado de tensão inicial como fatores indispensáveis para análise de maciços rochosos.

A *International Tunneling and Underground Space Association/Association Internationale des Tunnels et de L'Espace Souterrain* (ITA/AITES) apresenta um estudo com estratégias de investigações de campo para projetos de túneis com base em práticas internacionais. Segundo o trabalho, são componentes típicos de investigações de campo:

1. Trabalho prévio de escritório (pesquisa bibliográfica e coleta de informações de campo já existentes): Mapas regionais (topografia, geologia, geofísica, riscos hidrogeológicos, sísmicos, entre outros); fotografias aéreas e imagens de satélites; literatura técnica, estudos e relatórios existentes sobre as condições do maciço; dados relativos

- aos projetos vizinhos e/ou similares; uso do meio físico e fatores ambientais; dados sísmicos, climáticos, pluviométricos e hidrológicos.
2. Mapeamento e reconhecimento de campo: Mapeamento geomorfológico; mapeamento geológico de campo; mapeamento geotécnico de afloramentos e amostragens; mapeamento hidrogeológico, levantamento de gestão da água, amostragem.
 3. Investigações de campo: diretas (poços de teste, sondagens e amostragens, ensaios *in situ*, ensaios de Lugeon ou permeabilidade, etc.); indiretas (métodos geofísicos, levantamentos aéreos); levantamentos topográficos, condições das construções e fundações lindeiras, cadastro de interferências, levantamento ambiental, poços de captação de água; monitoramento geotécnico, hidrogeológico, acompanhamento de deslocamentos da superfície e de estruturas subterrâneas.
 4. Ensaio laboratoriais: Ensaio de identificação e de classificação (incluindo mineralogia e petrografia, se necessário); ensaio geomecânico de laboratório, em rocha e em solo, para definição das propriedades de resistência e deformabilidade, comportamento dependente do tempo, dureza, abrasividade, etc.; hidrogeoquímica.
 5. Túneis ou poços exploratórios: incluir ensaios de campo para injeções, instalação de tirante, entre outros.

O estudo apresentado por ITA (2019) propõe uma lista de elementos importantes associados a um projeto de túnel e quais as investigações de campo precisam ser focadas, as quais seguem:

1. Topografia: status do uso do solo e das condições de acesso.
2. Localização e condições das estruturas de superfície existentes: edifícios e estruturas subterrâneas, porões, fundações, interferências públicas, dutos, etc.
3. Uso da água: aspectos legais e requisitos da gestão da água.
4. Acesso ao local de investigação.
5. Geomorfologia: Ocorrência de rochas brandas e depósitos remanescentes glaciais em vales, escorregamentos e deslocamentos de taludes gravitacionais profundos, queda de blocos rochosos, corridas de lama, enchentes, etc.

6. Geologia de campo: Mapa geológico (modelo tridimensional dos estratos, dobras, falhas, características das discontinuidades), condições de tensões *in situ*, dados geológicos relevantes para métodos de projeto e construção.
7. Zonas de falha e suas características.
8. Sismologia: Regime neotectônico, falhas ativas e vulcanismo.
9. Hidrogeologia: Aquíferos, aquíardes e aquícludes (extensão, geometria e propriedades), níveis de águas subterrâneas e as mudanças sazonais relacionadas, descarga de água subterrânea e fluxo direcional, rede de drenagem (nascentes e afluentes principais), balanço hídrico, propriedades físico-químicas da água, ocorrência de zonas cársticas e dolinas.
10. Contaminação: Natural (ocorrência de gases tóxicos), antropogênica.
11. Atividade geotermal.
12. Radioatividade.
13. Características geotécnicas e geomecânicas
14. Dados meteorológicos e climáticos
15. Material de escavação: Reuso (litologia, distribuição, granulometria, etc.), resíduos.

Para a construção de túneis, ITA (2019) faz a segmentação de três fases de projeto antes da sua execução: estudos de viabilidade, projeto preliminar/básico e detalhado/final. Os meios de investigação e os resultados esperados para cada fase de projeto estão apresentados no quadro a seguir.

Quadro 2 – Meios de investigação e resultados esperados para projetos de túneis.

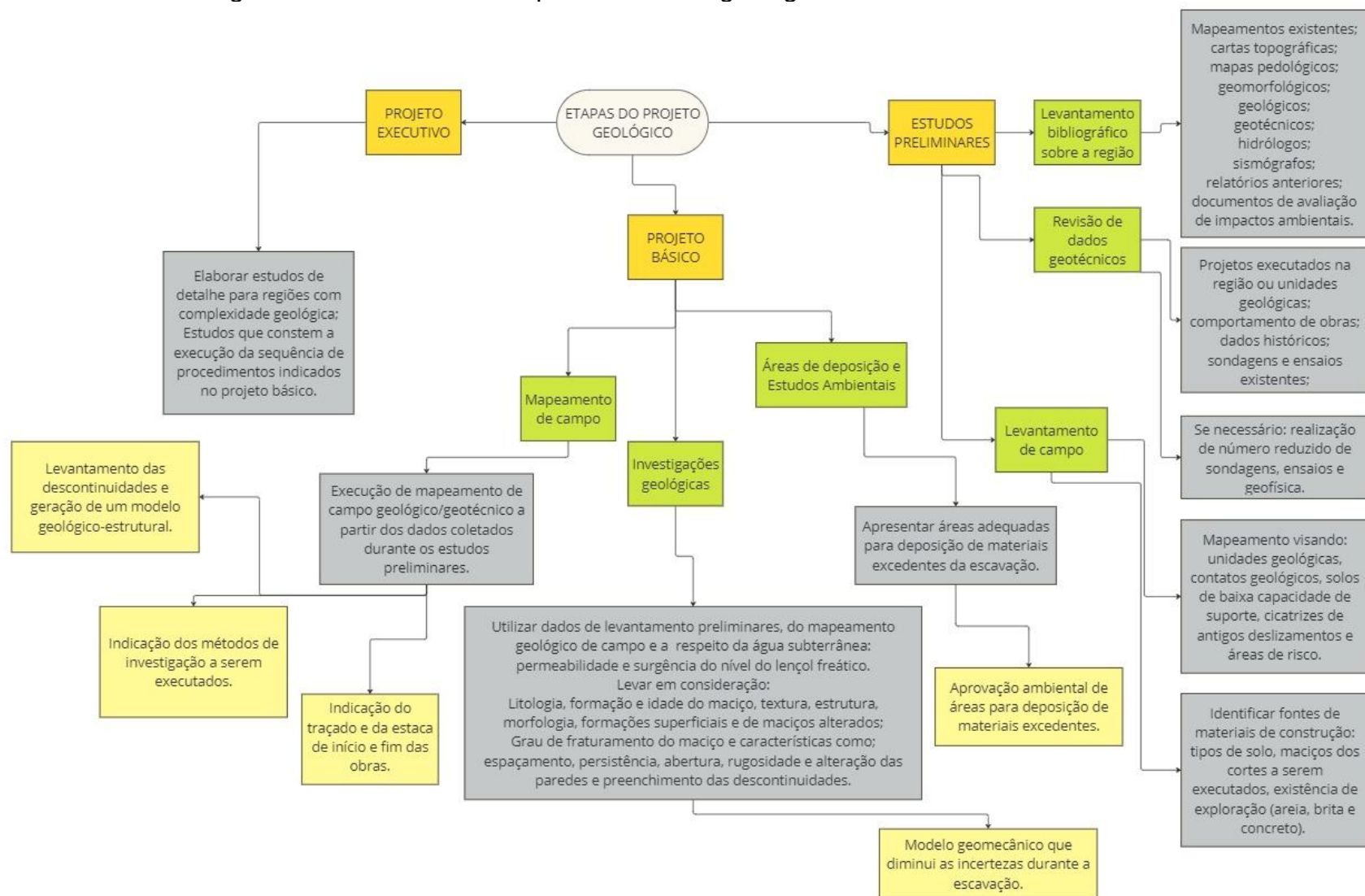
Estudo de Viabilidade	
Meios de Investigação	Resultados Esperados
Mapas regionais topográficos, geológicos, hidrogeológicos, risco sísmico	Mapas geológicos e hidrogeológicos
Informações de levantamentos de campo e/ou projetos semelhantes adjacentes	Mapa de suscetibilidade (quando for o caso)
Geofísica pode fornecer informações úteis	Seção geológica longitudinal
Investigações em locais limitados para confirmar condições geológicas ou extremamente críticas (por exemplo: falhas, cavidades cársticas, presença de aquíferos, se necessário).	Seção geotécnica e geomecânica longitudinal com a identificação qualitativa das classes do maciço e principais riscos.
	Preparação de registro de riscos
Projeto Preliminar	
Meios de Investigação	Resultados Esperados
Geofísica e sondagens nos emboques e poços.	Seção geológica longitudinal (1:500 a 1:2000)
Sondagens ao longo do alinhamento.	Seção longitudinal geotécnica e geomecânica (1:500 a 1:2000) com a identificação qualitativa das classes do maciço e principais riscos
Monitoramento de drenagens e de águas subterrâneas.	Seção geológico-geotécnicas transversais as áreas dos emboque (1:500 a 1:200)
Ensaio laboratoriais.	Seções geológico-geotécnicas ao longo dos acessos e poços de ventilação.
Mapeamento de superfície e em afloramentos.	Caracterização preliminar do regime hidrogeológico.
Medições de tensão in situ e ensaios de permeabilidade (quando necessário).	Atualização do registro de risco.
Galerias e poços exploratórios (quando necessário).	
Projeto Detalhado	
Meios de Investigação	Resultados Esperados
Sondagens adicionais (emboques e ao longo do alinhamento).	Seção geológica longitudinal (1:5000 a 1:2000)
Ensaio de laboratório in situ.	Seção longitudinal geotécnica e geomecânica detalhada (1:2000 a 1:1000) com a identificação qualitativa das classes do maciço e principais riscos
Em locais específicos realizar geofísica pode fornecer informações úteis.	Seções geológico-geotécnicas transversais às áreas dos emboques, poços e ao longo do túnel (1:200 a 1:100).
Escavação de seções experimentais ao longo do alinhamento do túnel (se necessário).	Definição de conjunto detalhado de parâmetros de projeto e sua variabilidade.
	Caracterização detalhada do regime hidrogeológico.
Continuar programa de controle de drenagens e águas subterrâneas.	Atualização do registro de risco.
	Especificações para investigações durante a construção.

Fonte: Modificado de ITA (2019).

Segundo a DER/SP (2005), os trabalhos de investigação devem ser desenvolvidos inicialmente com base em informações existentes e vistorias de campo, conforme as Instruções de Projeto de Estudos Geológicos IP-DE-G00/001 e de Estudos Geotécnicos IP-DE-G00/003. Estas instruções de projeto definem que os

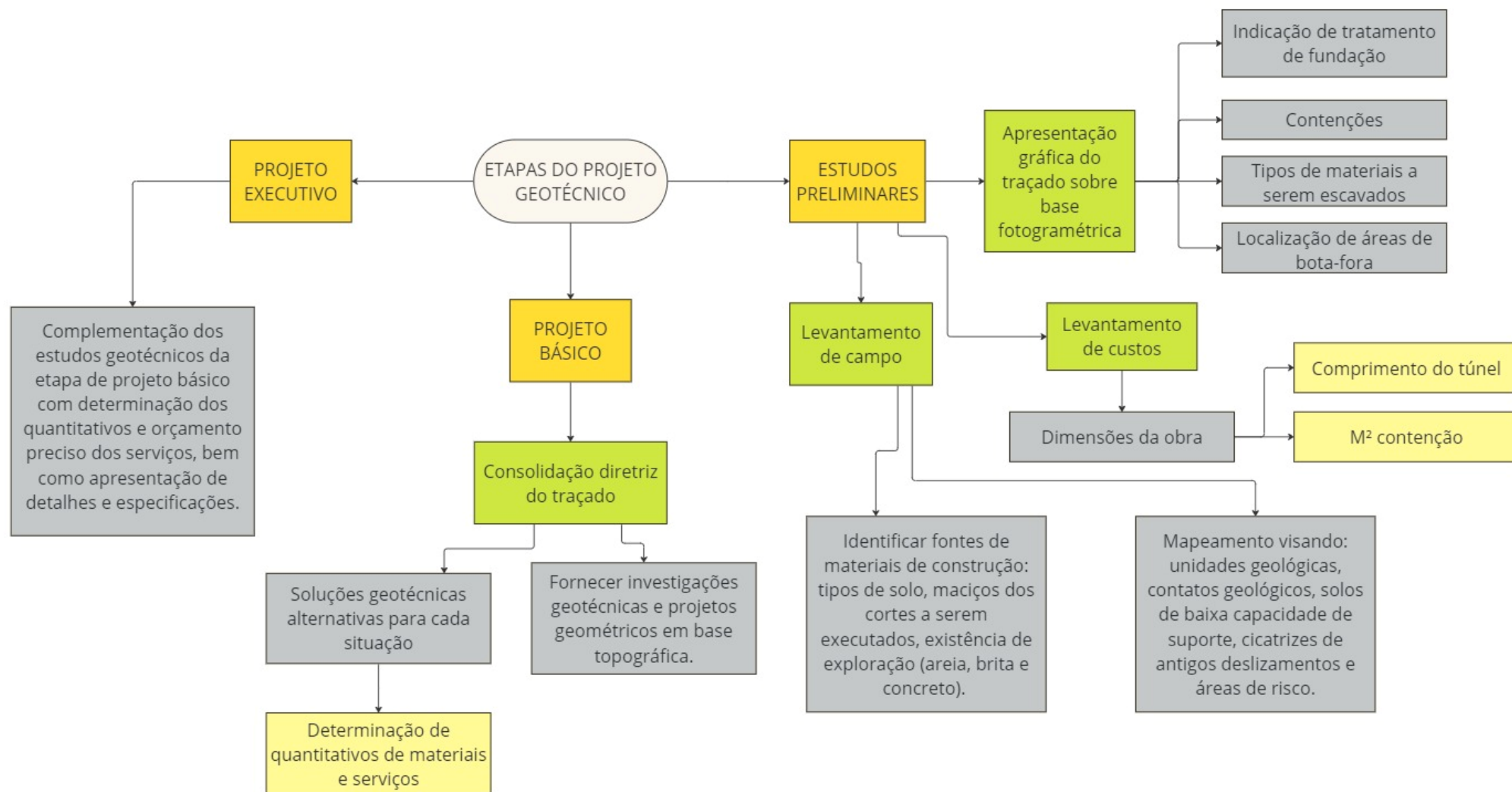
estudos necessariamente devem ser elaborados em três etapas: estudos preliminares, projeto básico e executivo, conforme diretrizes apresentadas nos esquemas das Figura 12 e Figura 13.

Figura 12 – Resumo das etapas de estudos geológicos conforme a IP-DE-G00/001.



Fonte: Modificado de DER/SP (2005).

Figura 13 – Resumo com etapas de estudos geotécnicos conforme IP-DE-G00/003.



Fonte: Modificado de DER/SP (2005).

Além dos autores apresentados, o DNIT (2010) também apresenta uma sequência de desenvolvimento de projetos que pode ser considerada usual no Brasil: Projeto Básico e Projeto Executivo. Ressalta-se que em alguns contextos, conforme descrito por ABGE (2023), a fase de projeto executivo é considerada como ocorrendo durante a construção da obra.

O geólogo Roberto Borges Moraes (comunicação pessoal), com base em sua experiência profissional em projeto de túneis, sugere uma sequência evolutiva para o desenvolvimento dos estudos geológico-geotécnicos em projetos de túneis, visando a concepção dos modelos geológico, geológico-geotécnico e geomecânico (Quadro 3). Essa sequência está atrelada ao desenvolvimento do projeto e implementação das campanhas de investigação, tendo como objetivos a compartimentação geológica do maciço, sua parametrização através dos resultados das sondagens e ensaios (de campo e de laboratório) e a definição dos mecanismos de ruptura, estimativas de suporte, detalhamento do projeto e mitigação dos riscos.

Quadro 3 – Desenvolvimento de estudos em projeto de túneis.

Modelo geológico	Modelo geológico-geotécnico	Modelo geomecânico
Dados bibliográficos Investigações iniciais (sondagens e geofísica) Tipos litológicos	Investigações complementares (sondagens, televisamento de furos e ensaios de laboratório) Grau de alteração	Análise da cinemática do comportamento do maciço x obra
	Coerência	
Geologia estrutural	Fraturamento	Modelos de ruptura
	RQD	Estimativa da resistência das discontinuidades
Hidrogeologia	Características das discontinuidades	
	Permeabilidade	Estimativa da resistência do maciço
Geomorfologia	Resistência	
Clima	Deformabilidade	Dimensionamento dos suportes
Topografia	Expansividade	
	Tensões "in situ"	Estimativa dos parâmetros de projeto

Fonte: Roberto Borges Moraes (comunicação pessoal).

Ainda, Roberto Borges Moraes (comunicação pessoal) argumenta que a definição da quantidade de investigações em projetos de túneis deve considerar a complexidade geológica do sítio, tipo de maciço envolvido e a dimensão da obra planejada, não se prendendo a metodologias padronizadas. A qualidade e quantidade de investigações irá variar em função das condições geológicas e

geotécnicas específicas de cada obra e de suas dimensões. Menciona-se como exemplo as diferenças geológicas e geotécnicas para a elaboração de projetos de túneis em terrenos sedimentares, magmáticos (vulcânicos ou cristalinos) ou metamórficos, cada qual com suas características distintas e peculiaridades. Nesses casos, mesmo para projetos de túneis com dimensões similares, a qualidade e quantidade das investigações necessárias para caracterizar adequadamente o maciço poderá variar significativamente.

Castro *et al.* (2025) em seu estudo de considerações sobre investigações para o desenvolvimento de projeto de túneis faz um apanhado de diversos autores e instituições com relação a quantidade de investigações associadas a uma campanha adequada. Dentre eles são citadas as recomendações de Vaz (1999), USNC/TT (1984), FHWA (2009), Vale (2024) e Bilfinger (2022). Porém, segundo o autor, o objetivo fundamental de uma campanha de investigações não é a realização *per se* de um determinado espaçamento ou de uma quantidade de sondagens, ensaios geofísicos ou de ensaios *in situ* e/ou de laboratório. Trata-se de fato do entendimento do modelo geológico-geotécnico do maciço a ser escavado, em nível de detalhamento suficiente para permitir que o projeto estabeleça as soluções de estabilização do maciço e as respectivas sequências construtivas.

Gattinoni *et al.* (2016), na análise de um túnel escavado em rochas graníticas com presente de falhas geológicas, destacam a importância da caracterização geomecânica das zonas de falhas, orientando que essas estruturas precisam ser consideradas desde as fases iniciais do projeto. Para os autores, entre os principais parâmetros geológicos-geotécnicos que influenciam o comportamento geomecânico dessas rochas, e que precisam ser avaliados, destacam-se a composição mineralógica, a estrutura da rocha, o grau de alteração e sua porosidade. Ainda, segundo os autores, devido à alta heterogeneidade estrutural e mineralógica que as rochas de falha podem apresentar, combinando grandes blocos de rocha intacta com zonas alteradas e fragmentadas, sua representação em corpos de prova para ensaios laboratoriais é desafiadora. Assim, para projetos de túneis, a classificação dessas rochas é frequentemente baseada em observações de campo, utilizando critérios visuais.

Para Sun *et al.* (2022), em escavações de maciços rochosos fraturados, reconhecer a importância das discontinuidades é fundamental para fornecer estratégias eficientes no projeto e construção de túneis, taludes e fundações. Esta

análise permite o desenvolvimento de planos de escavações eficazes, sistemas de suporte e medidas de mitigação de riscos geológicos. Fato validado por Abbas *et al.* (2024), que investigou a influência de fraturas na estabilidade e eficácia das medidas de suporte em um túnel nos Himalaias por meio de simulações numéricas, com o objetivo de avaliar a tensão e o deslocamento ao redor do túnel. A análise revelou o impacto das juntas na instabilidade do túnel, enfatizando regimes de tensões complexos influenciados por tensões de compressão, além de identificar pontos críticos de concentrações de tensão e forças de cisalhamento, o que forneceu informações para projetar sistemas de suporte adequado.

Cada projeto de túnel pode exigir uma investigação personalizada, a depender das condições locais e dos riscos geológicos e geotécnicos específicos. Não existe um consenso sobre quais investigações preliminares são obrigatórias na investigação geológica-geotécnica de túneis.

2.5 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Os sistemas de classificação geomecânica caracterizam qualitativamente maciços rochosos por meio de propriedades identificadas por observação direta em campo, *ensaios in situ* ou em amostras de sondagens. O objetivo destas classificações consiste em sistematizar e quantificar os elementos geotécnicos relevantes de um maciço rochoso. Dentre as classificações geomecânicas existentes, serão abordadas neste trabalho as de Bieniawski, Sistema RMR (*Rock Mass Rating*), e Barton (*Q-System*).

Os métodos de classificação de RMR e Q são amplamente utilizados na construção subterrânea (Bertuzzi, 2019), permitindo estimar as propriedades de deformabilidade do maciço rochoso (Zhang, 2017) e recomendando sistemas preliminares de suporte adequados e aceitáveis (Akram e Zeeshan, 2018).

2.5.1 Sistema Q de Barton (*Q-System*)

O Sistema Q, desenvolvido por Barton *et al.* (1974), é um sistema de classificação do maciço rochoso proposto para a estabilidade de aberturas subterrâneas.

Desde a sua introdução houve um desenvolvimento considerável na tecnologia de suporte e do nível de segurança exigido em túneis. Para adaptação à realidade de cada época, foram realizadas atualizações na metodologia inicial. Grimstad e Barton (1993) desenvolveram uma atualização com base em 1050 aplicações da metodologia, principalmente norueguesas. Grimstad *et al.* (2002) com base em 900 novos exemplos de escavações subterrâneas, realizou nova atualização da metodologia, nessa nova versão, incluiu pesquisas analíticas sobre a espessura, espaçamento e reforço de concreto projetado em função da carga e da qualidade do maciço rochoso. A *Norwegian Geotechnical Institute* – NGI traz a atualização de diretrizes de suporte com concreto projetado com a publicação do manual do Sistema Q em 2012 e atualizações posteriores em 2015 e 2022.

O sistema Q é utilizado como guia nas decisões de projetos de suporte e qualidade do maciço rochoso em uma escavação subterrânea. O cálculo do valor de Q é realizado com base na estimativa de seis parâmetros de caracterização da rocha, conforme equação abaixo.

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

Os seis parâmetros são:

- RQD = Designação da qualidade da rocha (*Rock Quality Designation*);
- J_n = Número de famílias de juntas (*Joint set number*);
- J_r = Número da rugosidade das juntas (*Joint roughness number*);
- J_a = Número de alteração das juntas (*Joint alteration number*);
- J_w = Fator de redução de água das juntas (*Joint water reduction factor*);
- SRF = Fator de redução de tensão (*Stress reduction factor*).

O valor adquirido Q, que varia de 0,001 a 1000, conforme Quadro 4. Fornece uma descrição da qualidade do maciço escavado e seus diferentes valores estarão relacionados com diferentes tipos de suporte permanentes pré-definidos graficamente. Dessa forma, a estabilidade do maciço rochoso é influenciada principalmente por três parâmetros principais:

1. Tamanho de blocos ($\frac{RQD}{J_n}$)
2. atrito das juntas ($\frac{J_r}{J_a}$)
3. Tensão ativa ($\frac{J_w}{SRF}$)

Quadro 4 – Qualificação do maciço pelo sistema Q-Barton.

VALOR DE Q	Descrição
0,001-0,01	Excepcionalmente ruim
0,01-0,1	Extremamente ruim
0,1-1,0	Muito ruim
1,0-4,0	Ruim
4,0-10	Regular
10-40	Bom
40-100	Muito bom
100-400	Extremamente bom
400-1000	Excepcionalmente bom

Fonte: Modificado de Barton *et al.* (1974).

Em projetos geotécnicos são estabelecidas classes geomecânicas para definição do tratamento geotécnico e os valores de Q que estabelecem os limites dessas classes são variáveis e determinados em funções das características do maciço rochoso da frente da obra.

Os parâmetros utilizados para calcular o valor de Q serão descritos nos tópicos seguintes, com base no manual do Sistema Q atualizado pela NGI (2015 e 2022).

2.5.1.1 RQD – Designação da qualidade da rocha

O RQD, conforme definido por Deere em 1989, pode ser adquirido por meio de testemunhos de sondagem, utilizando a equação abaixo.

$$RQD (\%) = \frac{\text{Soma dos comprimentos dos pedaços} > 10\text{cm}}{\text{Comprimento total do furo de sondagem}} \times 100 \quad (2)$$

O valor de RQD será então uma porcentagem de 0 a 100, que caracteriza a qualidade da rocha de muito pobre a excelente. Em uma escavação subterrânea, a

metodologia prevê a utilização de um RQD tridimensional estimado a partir do número de juntas por m³ (Jv), conforme equação e quadro abaixo.

$$RQD = 110 - 2.5 Jv \text{ (para } Jv \text{ entre 4 e 44)} \quad (3)$$

Quadro 5 – Quantidade de fraturas por m³ e seu valor RQD (%).

	Qualidade	número de juntas	RQD (%)
A	Muito pobre	>27 juntas por m ³	0 - 25
B	Pobre	20-27 juntas por m ³	25 - 50
C	Razoável	13-19 juntas por m ³	50 - 75
D	Boa	8-12 juntas por m ³	75 - 90
E	Excelente	0 - 7 juntas por m ³	90 - 100

Fonte: Modificado de NGI (2022).

2.5.1.2 Número de famílias de juntas (Jn)

O Jn no Q-system é usado para classificar a influência de diferentes conjuntos de descontinuidades na estabilidade de uma escavação subterrânea. Ele representa o número total de famílias de descontinuidades que interceptam a escavação e podem contribuir para a formação de blocos rochosos que podem se comportar de maneira instável. Quanto maior o valor de Jn, maior a complexidade estrutural do maciço rochoso. O Quadro 6 apresenta os valores do parâmetro Jn conforme o número de famílias de descontinuidades presentes na escavação subterrânea.

Quadro 6 – Valores de Jn.

	Número de famílias de junta	Jn
A	Maciço, sem ou poucas descontinuidades	0,5 – 1,0
B	Um sistema de descontinuidade	2
C	Um sistema de descontinuidade mais aleatórias	3
D	Dois sistemas de descontinuidade	4
E	Dois sistemas mais aleatórias	6
F	Três sistemas de descontinuidades	9
G	Três sistemas mais aleatórias	12
H	Quatro ou mais sistemas de descontinuidades, aleatórias, muito fraturado	15
I	Rochas muito fragmentadas "britadas" ou "semelhante a solo"	20

Fonte: Modificado de NGI (2022).

Para a determinação de J_n em interseções de tuneis e na região do emboque a metodologia prevê as seguintes equações, respectivamente:

$$3 \times J_n \quad (4)$$

$$2 \times J_n \quad (5)$$

2.5.1.3 Número da rugosidade das juntas (J_r)

O número de rugosidade das juntas descreve as condições de atrito entre as fraturas, que depende da natureza das superfícies das paredes das juntas, se são onduladas, planas, rugosas ou lisas. Esta definição é baseada em duas escalas:

1. Rugosa, lisa ou estrias de fricção: referem-se a pequenas características ao longo da parede da junta, rugosidade em pequena escala, centímetros ou milímetros.
2. A rugosidade em grande escala é medida em decímetro e metros. São utilizados os termos: descontínua, ondulada e plana.

Para o calcular o valor de J_r , deve-se considerar o conjunto de juntas mais desfavorável para a estabilidade da escavação, ou seja, o conjunto de juntas onde o cisalhamento é mais provável de ocorrer.

É necessário ainda, para calcular o valor de J_r , levar em consideração o preenchimento das discontinuidades. Se as discontinuidades possuírem preenchimento que impede o contato entre as paredes, a rugosidade não será mais significativa e as propriedades do preenchimento mineral serão decisivas para o atrito, e nesse caso, será atribuído valor 1 ao J_r , conforme o Quadro 7.

Quadro 7 – Valores atribuídos a J_r .

(continua)

Número de rugosidade das juntas		J_r
a) paredes das discontinuidades em contato b) paredes com menos de 10cm de cisalhamento		
A	Descontínuas	4
B	Rugosa ou irregular, ondulada	3
C	Lisa, ondulada	2
D	Estrias de fricção, ondulada	1,5
E	Rugosa ou irregular, plana	1,5
F	Lisa, plana	1

Quadro 7 – Valores atribuídos a Jr.

(conclusão)

G	Estrias de fricção, plana	0,5
c)	sem contato entre as paredes, zonas cisalhadas	
H	Zona contendo argilominerais/material mole/muito fragmentado com espessura suficiente para impedir contato entre as paredes quando cisalhado	1

Fonte: Modificado de NGI (2022).

2.5.1.4 Número de alteração das juntas (*Ja*)

O preenchimento da junta ou descontinuidade é significativo para o atrito da junta. Ao considerar o preenchimento das paredes, dois fatores são importantes: espessura e resistência, os quais dependem da composição mineral. Para a determinação do número de alteração das descontinuidades, similar ao Jr, divide-se em três categorias (a, b e c), com base na espessura do preenchimento, cisalhamento entre as paredes e das características dos preenchimentos minerais. Os valores empregados ao *Ja* estão apresentados no quadro a seguir.

Ao calcular o *Ja*, deve-se levar em consideração o conjunto de juntas mais desfavoráveis para a estabilidade da escavação, ou seja, o conjunto de juntas onde é mais provável que ocorra cisalhamento.

Quadro 8 – Valores de Ja.

Número de alteração da junta			Ja
a) contato entre paredes sem películas			
A	Compacto, duro, sem preenchimento mole, impermeável, quartzo ou epidoto, etc.		0,75
B	Paredes das descontinuidades sãs, superfície descolorida somente.	25-35°	1
C	Paredes das descontinuidades pouco alteradas, sem revestimento mineral mole, rocha desintegrada sem argila, partículas arenosas, etc.	25-30°	2
D	Paredes com silte ou arenosas, pequena fração de argila (sem preenchimento mole)	20-25°	3
E	Preenchimento mole com baixo atrito, argilominerais, caulinita ou mica. Também clorita, talco, gipsita, grafite, etc. Pequenas quantidades de argilas expansivas.	8-16°	4
b) paredes com menos de 10 cm de cisalhamento (preenchimento mineral fino)			
F	Partículas arenosas, rocha desintegrada sem argila, etc.	25-30°	4
G	Preenchimento de minerais argilosos fortemente consolidados (sem preenchimento mole), contínuos, mas com espessura < 5 mm.	16-24°	6
H	Preenchimento de minerais argilosos com média ou baixa consolidação, contínuo, mas com espessura < 5mm.	12-16°	8
I	Preenchimento de argila expansiva, ou seja, Montmorillonita, etc. contínuos, mas com espessura < 5mm. O valor de Ja vai depender da % de partículas de argila expansiva.	6-12°	8 - 12
c) Sem contato entre as paredes, zonas cisalhadas, preenchimentos minerais espessos			
J	Zonas ou bandas desintegradas, rocha fragmentada.	16 - 24°	6
K	Zonas ou bandas com argila, rocha desintegrada ou muito fragmentada. Preenchimento com média ou baixa consolidação.	12 - 16°	8
L	Zonas ou bandas de argila, rocha desintegrada ou fragmentada. Argila expansiva. O valor de Ja vai depender da % de argila expansiva.	6 - 12°	8- 12
M	Zonas ou bandas contínuas e espessas de argila. Forte Consolidação.	12 - 16°	10
N	Zonas ou bandas contínuas e espessas de argila. Média a baixa consolidação.	12 - 16°	13
O	Zonas ou bandas contínuas e espessas com argila. Argila expansiva. O valor de Ja vai depender da % de argila expansiva.	6 - 12°	13 - 20

Fonte: Modificado de NGI (2022).

2.5.1.5 Fator de redução de água nas juntas (J_w)

A água nas discontinuidades pode amolecer ou lixiviar o preenchimento mineral e assim, reduzir o atrito entre as paredes. Além disso, a presença de água pode reduzir a tensão normal nas paredes e fazer com que os blocos cisalhem mais facilmente. O Quadro 9 apresenta os valores de J_w .

Quadro 9 – Valores do fator de redução de água nas discontinuidades.

Fator de redução de água nas juntas		J_w
A	Escavação seca ou fluxo pequeno (úmido ou gotejamento de água).	1
B	Médio fluxo, pode lixiviar o preenchimento das discontinuidades.	0,66
C	Fluxo alto ou alta pressão em rocha competente com discontinuidades não preenchidas.	0,5
D	Muito fluxo ou alta pressão, lixiviação considerável de preenchimento das discontinuidades.	0,33
E	Fluxo excepcionalmente altos ou pressão de água diminuindo com o tempo. Causa erosão do material e possivelmente deslocamentos.	0,2 – 0,1
F	Fluxo excepcionalmente altos ou pressão de água contínua que não diminui com o tempo. Causa erosão do material e possivelmente deslocamentos.	0,1 – 0,05

Fonte: Modificado de NGI (2022).

2.5.1.6 Fator de redução de tensão (SRF)

O fator de redução de tensão descreve a relação entre tensão e a resistência da rocha ao redor de uma abertura subterrânea. Os efeitos das tensões podem ser queda de blocos, laminação, deformação, dilatação, entre outros.

Durante o planejamento da obra, o SRF pode ser estimado com base na sobrecarga e nas características topográficas, geológicas e geotécnicas da região. Características como “*rock burst*” (explosões de rocha), podem ocorrer imediatamente após a escavação do maciço, e podem ser avaliados com mapeamento logo após a sua escavação, já a deformação plástica do maciço pode levar vários dias, semanas ou meses para ser identificada.

O valor do SRF depende das seguintes características apresentadas no Quadro 10.

Quadro 10 – Valores do parâmetro SRF.

Fator de redução de tensão		SRF
a) Zonas de fraqueza interceptando a escavação as quais poderão causar queda de blocos de rocha		
A	Múltiplas ocorrências de zonas fracas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada e solta (qualquer profundidade)	10
B	Múltiplas zonas de cisalhamento em rocha competente sem argila (qualquer profundidade)	7,5
C	Única zona fraca com ou sem argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade <50m)	5
D	Descontinuidades abertas, fragmentada, muito fraturada (qualquer profundidade)	5
E	Única zona fraca com ou sem argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade >50m)	2,5
b) Rocha competente, principalmente maciça, problemas de tensão		
F	Baixa tensão, perto da superfície, descontinuidades abertas	2,5
G	Tensão média, condições favoráveis de tensão	1
H	Alta tensão, estrutura muito rígida. Geralmente favorável a estabilidade.	0,5 - 2
I	Desplacamento moderado e/ou formação de deslocamento após mais de uma hora em rocha maciça.	5 - 50
J	Desplacamento ou "rock burst" após alguns minutos, rocha maciça.	50 - 200
K	Intenso "rock burst" e deformação dinâmica imediata, rocha maciça.	200 - 400
c) Rocha compressiva "squeezing rock": deformação plástica em rocha não competente sob influência de alta pressão.		
L	Moderado pressão de rocha "squeezing"	5 - 10
M	Intensa pressão de rocha "squeezing"	10 - 20
d) Expansividade de rochas: expansão dependente da presença de água		
N	Moderada expansividade e pressão de rocha	5 - 10
O	Intensa expansividade e pressão de rocha	10 - 15

Fonte: Modificado de NGI (2022).

Os valores de SRF que atendem a classificação: zonas de fraqueza interceptando a escavação as quais poderão causar queda de blocos de rocha, devem sofrer redução de 25-50% se as zonas fracas apenas influenciarem, mas não interceptarem a escavação.

2.5.2 Sistema RMR (*Rock Mass Rating*)

O sistema de classificação de maciços rochosos RMR “*Rock Mass Rating*” foi desenvolvido por Bieniawski em 1973 e aprimorado pelo autor em 1979 e 1989. O método é amplamente utilizado na construção subterrânea (Bertuzzi, 2019).

Para quantificar o maciço rochoso a classificação proposta utiliza os seguintes parâmetros:

1. Resistência a compressão uniaxial do maciço rochoso intacto;
2. Designação da qualidade da rocha (RQD);
3. Espaçamento das juntas (descontinuidades);
4. Orientação das juntas (descontinuidades);
5. Condições do lençol freático;
6. Condição das juntas (descontinuidades);

O somatório dos pesos atribuídos a cada um dos parâmetros é o resultado da classificação geomecânica. Os pesos relativos aos parâmetros: resistência a compressão uniaxial do maciço rochoso intacto, RQD, espaçamento de juntas, orientação de juntas e condição das juntas estão apresentados no Quadro 11.

Quadro 11 – Classificação geomecânica de Bieniawski (1989).

Parâmetros			Coeficientes						
1	Resistência da rocha intacta	<i>Point Load</i>	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Pesos		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		100-90%	90-75%	75-50%	50-25%	<25%		
	Pesos		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2m	2-0,6m	600-200mm	200-60mm	<60mm		
	Pesos		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades (Ver Quadro 12)		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou preenchimento com espessura <5mm ou juntas contínuas com separação 1-5mm	Preenchimento mole com espessura >5mm ou juntas contínuas com separação >5mm		
	Pesos		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Caudal por 10m de comprimento de túnel	nenhum	< 10l/min	10-25l/min	25-125l/min	>125l/min		
		Relação pressão da água vs tensão principal máxima	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	completamente seco	Água intersticial	Úmido	Escorrimento	Entrada de água		
	Pesos		15	10	7	4	0		

Fonte: Modificado de Bieniawski (1989).

Quando existir uma condição mais detalhada das discontinuidades, o seu peso pode ser determinado por meio da soma dos cinco parâmetros caracterizados conforme o Quadro 12.

Quadro 12 – Pesos da condição das discontinuidades.

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
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
Preenchimento	Nenhum	Duro com espessura < 5 mm	Duro com espessura > 5 mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm
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

Fonte: Bieniawski (1989).

Por fim, o último parâmetro a ser analisado, a orientação das discontinuidades em relação a orientação da escavação subterrânea, é determinado conforme o Quadro 13.

Quadro 13 – Pesos em relação a orientação das descontinuidades.

Direção perpendicular ao eixo do túnel				Direção paralela ao eixo do túnel		Inclinação 0-20°
Abertura do túnel no sentido da inclinação		Abertura do túnel no sentido inverso da inclinação		Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	
Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°			
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável
Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Fonte: Bieniawski (1989).

O maciço rochoso é dividido em cinco classes de acordo com o valor obtido através do índice RMR, que varia de 0 a 100, a depender dos critérios adotados em cada parâmetro anterior analisado. O Quadro 14 apresenta a descrição de cada classe do maciço e fornece informações sobre indicações do tempo médio de auto sustentação do maciço sem revestimento em túneis, estimativas em relação as características de resistência, coesão e atrito, do maciço analisado.

Quadro 14 – Classes do maciço rochoso segundo o Sistema RMR.

Índice RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	<15

Fonte: Bieniawski (1989).

De acordo com Bieniawski (1989), para que o sistema seja corretamente utilizado, é necessária a separação do maciço rochoso em porções homogêneas, como região com espaçamentos similares entre as descontinuidades.

2.5.2.1 Diretriz para suporte de túneis com o valor de Q

Grimstad e Barton (1993) propuseram uma relação entre o valor Q e o suporte permanente aplicada em túneis, com base em históricos de aplicações práticas da metodologia Q. Esta relação pode ser utilizada como guia para o projeto de suporte de novos projetos subterrâneos.

Além do valor de Q, são necessários outros dois fatores para a utilização da aplicação proposta de suporte em túneis: requisitos de segurança (ERS – *Excavation Support Ratio*) e as dimensões da abertura subterrânea (largura ou altura). Os valores propostos para ERS estão apresentados no Quadro 15. Valores altos de ERS indicam a necessidade de alto nível de segurança, enquanto valores mais baixos indicam um nível mais baixo de segurança aceitável. Os valores de segurança vão depender da finalidade de escavação. Um túnel rodoviário necessitará um nível de segurança mais alto que escavações temporárias de mineração (NGI, 2022).

Quadro 15 – ESR para diferentes obras subterrâneas.

	Tipo de escavação	ERS
A	Cavidades minerais temporárias	3-5
B	Poços verticais de seção circular	2.5
	Poços verticais de seção quadrada ou retangular	2.0
C	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (exceto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6
D	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodoferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1,3
E	Centrais subterrâneas, túneis rodoferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1,0
F	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

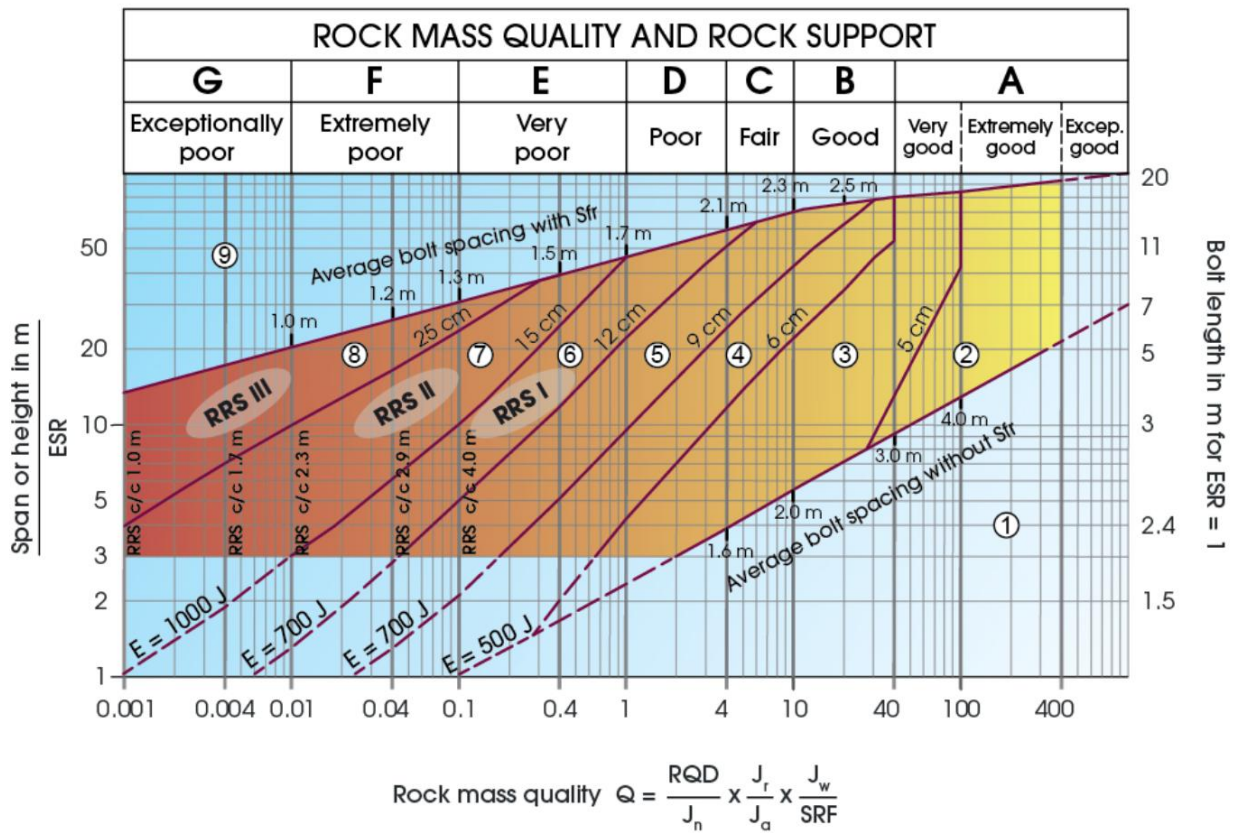
Fonte: modificado de NGI (2022).

Tendo os valores de ERS e a altura ou largura da seção escavada, é possível calcular a dimensão equivalente (D_e) conforme equação abaixo.

$$\frac{\text{Vão ou altura (m)}}{\text{ESR}} = \text{Dimensão equivalente} \quad (6)$$

Com a dimensão equivalente e o valor do Q é possível, por meio do gráfico apresentado na Figura 14, obter uma diretriz para o projeto de suporte permanente em aberturas subterrâneas. Para cada combinação de Q e De, um tipo específico de suporte é utilizado, bem como seu espaçamento (tirantes) e espessura (projetado).

Figura 14 – Diretriz para suporte permanente em aberturas subterrâneas.



Fonte: NGI (2022).

2.5.3 Correlação entre as classificações RMR e Q-Barton

Desde a criação das classificações geomecânicas RMR e Q-Barton para análise da estabilidade de escavações subterrâneas, houve esforços para obtenção de uma correlação numérica entre os métodos, visando validar decisões de tratamento ao classificar a mesma escavação por ambos os métodos.

De acordo com Goel *et al.* (1996), as correlações existentes entre as classificações geomecânicas não levam em consideração que os dois sistemas não

são completamente equivalentes. Enquanto a classificação RMR não leva em consideração as tensões nas quais o maciço rochoso está submetido, a classificação Q não considera a orientação das descontinuidades e a resistência da rocha intacta (sã) como critério independente.

As correlações mais relevantes, segundo Goel *et al.* (1996), que conseguiram melhor ajuste entre as classificações Q, que usa escala logarítmica, e RMR, escala linear são as de Bieniawski (1976), Rutledge & Preston (1978), Moreno (1980) e Cameron-Clarke & Budavari (1981). Além destas, existem outras correlações entre as metodologias RMR e Q, as quais podem ser citadas no Quadro 16.

Quadro 16 – Correlações entre a metodologia Q e RMR.

(continua)

Correlação	Referência
$RMR = 9 \ln Q + 44$	Bieniawski (1976)
$RMR = 5,9 \ln Q + 43$	Rutledge & Preston (1978)
$RMR = 5,4 \ln Q + 55,2$	Moreno (1980)
$RMR = 5 \ln Q + 60,8$	Cameron-Clarke & Budavari (1981)
$RMR = 7,5 \ln Q + 42$	Baczynski (1983)
$RMR = 10,5 \ln Q + 41,8$	Abad <i>et al.</i> (1983)
$RMR = 43,89 - 9,19 \ln Q$	Celada Tamames (1983)
$RMR = 5,3 \ln Q + 50,81$	Udd e Wang (1985)
$RMR = 8,7 \ln Q + 38$	Kaiser e Gale (1985)
$RMR = 6,8 \ln Q + 42$	Sheorey (1993)
$RMR = 9 \ln Q + 49$	Al-Harhi (1993)
$RMR = 12,11 \ln Q + 50,89$	Choquet e Hadjigogiu (1993)
$RMR = 7 \ln Q + 44$	El-Naqa (1994)
$RMR = 6.1 \ln Q + 53.4$	Rawlings <i>et al.</i> (1995)
$RMR = 15 \ln Q + 50$	Barton (1995)
$RMR = 7 \ln Q + 36$	Tugrul (1998)
$RMR = 5,97 \ln Q + 49,5$	Sunwoo e Hwang (2001)
$RMR = 4,2 \ln Q + 50,6$	Asgari (2001)
$RMR = 3,7 \ln Q + 53,1$	Sari e Pasamehmetoglu (2004)
$RMR = 6,4 \ln Q + 49,6$	Kumar <i>et al.</i> (2004)
$RMR = 2,8 \ln Q + 45,19$	Cosar (2004)
$RMR = 5,37 \ln Q + 40,48$	Hashemi <i>et al.</i> (2010)
$RMR = 8,15 \ln Q + 44,88$	Laderian e Abaspoor (2012)
$RMR = 6,3 \ln Q + 43$	Ranasooriya e Nikraz (2012)
$RMR = 8,09 \ln Q + 43,08$	Rafiee (2013)
$RMR = 5,7 \ln Q + 43,65$	Castro Caicedo e Pérez Pérez (2013)
$RMR = 2,8 \ln Q + 48,71$	Ali <i>et al.</i> (2014)
$RMR = 4,52 \ln Q + 43,635$	Sayeed e Khanna (2015)

Quadro 17 – Correlações entre a metodologia Q e RMR.

(conclusão)

$RMR = 6,55 \ln Q + 59,53$	Senra (2016)
$RMR = 8,8832 \ln Q + 43,26$	Rezaei e Latifi (2018)
$RMR = 12,334 \ln Q + 26,01$	Sadeghi <i>et al.</i> (2020)
$RMR = 5,182 \ln Q + 45,935$	Mohammadi (2021)

Fonte: Os dados foram extraídos e organizados com base nos estudos dos autores indicados no próprio quadro.

Para a classificação e o indicativo de tratamentos necessários para a estabilidade de um túnel, o projetista utiliza correlações entre os sistemas de classificação. Cada obra possui suas características geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e geomorfológicas específicas, que diferem de projeto para projeto. O desenvolvimento contínuo de correlações se deve a necessidade de requisitos de condições específicas do local de estudo.

2.5.4 Aplicações em túneis dos sistemas de classificação RMR e Q

A literatura técnica apresenta um conjunto representativo de estudos de casos que utilizam as metodologias de classificação RMR e Q em diferentes contextos geológicos.

Pipper *et al.* (2025) reportaram sua utilização na avaliação e reabilitação de um túnel de adução em rochas granito-gnáissicas no Espírito Santo, onde a orientação subvertical da foliação e a presença de descontinuidades abertas induziram zonas de instabilidade tratadas com suporte reforçado, compatível com as classes III e IV atribuídas pelas classificações.

Em contexto semelhante de elevada complexidade geológica, Santos e Campanha (2025) aplicaram os sistemas RMR e Q ao longo de um túnel rodoviário de mais de 3 km escavado pelo método NATM, em maciço rochoso com contato litológico entre migmatito/biotita-gnaiss e leucogranitóide e variações significativas da cobertura. Nas zonas de contato sob cobertura elevada (cerca de 350 metros), o maciço foi classificado como Classe III/IV. Nos emboques, com coberturas reduzidas, identificou-se a Classe V, enquanto nas regiões centrais, com cobertura espessa e maior homogeneidade litológica e qualidade do material, prevaleceu a Classe II, evidenciando melhores condições geomecânicas para a escavação.

A confiabilidade dessas abordagens empíricas também foi corroborada por Boukarma, Fredj e Saadoun (2021) no Túnel 3 de Kherrata, na Argélia, onde os valores de RMR e Q obtidos para calcários intensamente fraturados foram compatíveis com os resultados de modelagens numéricas aplicadas à verificação do sistema de suporte proposto.

De forma abrangente, Alejano (2024) apresentou em seu trabalho a aplicação das classificações RMR e Q em quatro empreendimentos subterrâneos com diferentes geometrias e litologias, incluindo uma mina de magnesita em rochas sedimentares, uma caverna subterrânea em metassedimentos, uma mina de quartzo em rocha ígnea, e um túnel rodoviário escavado em basalto. No túnel em basalto, com seção de 78,5 m², os valores médios de RMR = 62 e Q = 6 foram suficientes para definir um suporte eficaz, validado por análises DEM e estabilidade de cunhas. Na caverna subterrânea escava em metassedimentos, as classificações forneceram soluções de suporte conservadoras, mas coerentes com os resultados obtidos por métodos analíticos e modelação numérica. Já nas minas de magnesita e quartzo, embora os sistemas de classificação tenham guiado o projeto preliminar das salas e pilares, a complexidade estrutural e a presença de falhas exigiram o reforço das análises com técnicas analíticas e numéricas.

2.5.5 Vantagens e limitações dos sistemas de classificação geomecânica

Serão apresentadas as vantagens e limitações das metodologias de classificação geomecânica apresentadas, com base em referências bibliográficas.

2.5.5.1 Sistema RMR

Segundo Bieniawski (1989) a metodologia possui como vantagem sua simples aplicação e adaptação a diversas situações, incluindo mineração de carvão, minas em rocha dura, taludes, fundações e túneis. Fornece diretrizes para a seleção de revestimento de túneis e obras subterrâneas, permite a obtenção do tempo de auto-sustentação do maciço e estimativa de necessidades preliminares de sustentação como espaçamento, comprimento e capacidade de suporte (LOWSON *et al.*, 2013).

O sistema RMR pode não ser útil para decisão da metodologia de escavação da obra (BIENIAWSKI, 1989). As primeiras versões da metodologia não aprestaram bons resultados em rochas de má qualidade, pelo fato de se basear principalmente em maciços de boa competência (AZAD, 2018).

Além destas, como desvantagem, o resultado da classificação RMR tende a ser bastante conservador, o que pode levar a um dimensionamento excessivo da sustentação. Fato que pode ser resolvido por plano de instrumentação do comportamento do maciço rochoso durante a execução do túnel e/ou pelo ajuste das previsões de classificação do maciço rochoso às condições locais (BIENIAWSKI, 1989).

Celada & Bieniawski (2020), após diversas aplicações da metodologia, identificaram problemas, como:

1. Raras superfícies com $RMR > 90$;
2. A perda de tensão de algumas rochas sujeitas ao efeito da água não ser levada em consideração nos estudos de caso.

2.5.5.2 Sistema Q

Segundo Sousa (2016), é um sistema que apresenta precisão quando utilizado para classificar maciços rochosos em escavações subterrâneas e pode ser utilizado para mapeamento/zoneamento geotécnico, diagramas de sondagens, investigação em perfurações. No entanto, ressalta-se que nestes casos a incerteza na parametrização é geralmente maior, exigindo maior cautela na estimativa dos parâmetros. O autor destaca como ponto positivo a boa precisão da metodologia quando utilizada para decisão de suporte para maciços rochosos e documentação da qualidade dos mesmos.

Christofolleti (2014) critica a metodologia, apontando a falta de parâmetros que poderiam ser considerados, como a orientação das descontinuidades, que, segundo o autor, não parece ter tanta relevância quanto os demais apresentados, pois os parâmetros considerados na fórmula definem o grau de liberdade de movimentação dos blocos (quando houver). Além disso, o autor argumenta que quando existe uma zona de cisalhamento espessa preenchida por material argiloso, a classificação Q não deve ser utilizada. Nesses casos específicos deve-se recorrer a uma abordagem mais apropriada.

Em controversa a crítica de Christofolleti (2014), conforme proposto por Barton *et al.* (1974) e apresentado nos tópicos 2.5.1.3 e 2.5.1.4, os parâmetros rugosidade das descontinuidades e alteração das descontinuidades, J_r e J_a , devem levar em consideração o conjunto de juntas mais desfavoráveis para a estabilidade da escavação, ou seja, o conjunto de juntas onde é mais provável que ocorra cisalhamento. Dessa forma, a orientação do conjunto de descontinuidades mais propícias à instabilidade do túnel está sendo levada em consideração na classificação Q.

2.6 MODELAGEM TRIDIMENSIONAL

A modelagem tridimensional viabiliza uma análise detalhada de características geológicas complexas e suas interações espaciais, proporcionando uma interpretação em perspectiva e a obtenção de dados e informações mais precisas a partir dos modelos geológicos-geotécnicos desenvolvidos. Isso é possível com a utilização de softwares especializados, que possibilitam a criação de modelos que consideram a heterogeneidade do meio, ajustando-se aos parâmetros específicos que se pretende avaliar.

De acordo com Hoek *et al.* (2000), os modelos tridimensionais possuem grande utilização nas áreas de mineração e petróleo, porém raramente são empregados nos projetos voltados a geotecnia. Segundo Hoek *et al.* (2006), este fato se deve a limitação de dados de subsuperfície disponíveis em projetos de engenharia, como a falta de investigação geotécnica, de profissional especializado para desenvolver a modelagem, de softwares que abranjam necessidades gerais e também pelos prazos curtos estabelecidos para a entrega dos projetos de engenharia.

Apesar disso, as incertezas e limitações de informações relacionadas às características geológico-geotécnicas do maciço rochoso em subsuperfície têm impulsionado o uso de modelos tridimensionais em projetos de engenharia geotécnica.

Um trabalho recente que faz o uso da modelagem tridimensional aplicada a geotecnia é apresentado por Coli e Hartwig (2022), que comprova a eficiência da modelagem tridimensional aplicada a projetos geotécnicos, apresentando um modelo geológico-geotécnico elaborado no software Leapfrog Works de uma área

destinada à construção de uma barragem, a partir de dados de sondagens mistas, que como resultado revelou um manto de intemperismo de até 25 metros na fundação do reservatório.

Fontoura (2008) gerou um modelo 3D de distribuição das propriedades geomecânicas ao longo do maciço rochoso dos taludes de escavação da casa de força da AHE-Simplício, a partir das investigações geológico-geotécnicas, e como resultado obteve a identificação das seções críticas para a estabilidade de taludes de cortes e conseguiu estimar de maneira satisfatória o comportamento do maciço.

Quando aplicada à obra de túneis, a modelagem 3D possibilita uma melhor visualização da integração dos parâmetros de classificação geomecânica do maciço rochoso com as características geomorfológicas, topográficas e estruturas da região inserida. Fato realizado no trabalho de Costa (2024), que analisou a compartimentação geomecânica de um túnel executado na região da Grande Florianópolis, com base nos dados de mapeamentos das frentes de escavações e medidas estruturais, gerando uma análise integrada dos condicionantes geológico-geotécnicos em uma única interface.

2.7 ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DE OBRAS – ATO

No intuito de combater as incertezas em obras, duas alternativas eram utilizadas: aplicar um alto fator de segurança ou fazer suposições com base em experiências adquiridas. A primeira alternativa resultava em um grande desperdício enquanto a segunda envolvia um certo grau de risco (TERZAGHI apud MURAKAMI, 2001). Atualmente, adota-se o que o autor descreve como método experimental, onde o projeto se baseia em todas as informações disponíveis e avalia dados com todas as possíveis discrepâncias entre as hipóteses e a realidade.

Atualmente, o método chamado de experimental por Terzaghi é adotado como observacional por autores como HSE (1996) e Murakami (2001). Conforme os autores, o projeto pode ser revisado durante a sua execução, conforme a obra avança e mostra que as hipóteses adotadas no projeto podem estar em desacordo com a segurança da estrutura.

Murakami (2001), em seu trabalho, apresenta inúmeras situações em que a escavação de túneis pode enfrentar em relação as incertezas durante a escavação de maciços rochosos, abrangendo mecanismos de colapso do maciço e

mecanismos no suporte de túneis. Segundo o autor, em projetos de túneis, a cada avanço realizado, é necessário realizar mapeamento e inspeção das condições locais para análise e comparação com as hipóteses de projeto. Os profissionais responsáveis por essa tarefa são designados como Acompanhamento Técnico de Obra (ATO).

Devido à complexidade geológica, diversos fatores podem ocorrer de forma diferente do projetado, conforme o avanço das escavações, tais como o aparecimento de rocha pouco competente, solo deslocante, rocha muito fraturada, fraturas favoráveis a queda de blocos, falha geológica, surgimento de fluxo de água, entre outros. Por isso, segundo Murakami (2001), o acompanhamento técnico de obras (ATO) na construção de túneis é fundamental para o monitoramento da segurança e da compatibilização do projeto com as condições locais da obra.

O ATO realiza alterações de projeto para adaptar o método construtivo ao planejamento econômico e financeiro da construtora, faz avaliação e adaptação do projeto com as condições físicas e financeiras reais, visando o melhor desempenho possível em termos de deformação do maciço e aproveitamento ao máximo da capacidade de resistência das estruturas. Além disso, realiza a avaliação contínua do desempenho do maciço e da estrutura na prevenção da formação de mecanismos de colapso que podem resultar em graves acidentes (MURAKAMI, 2001).

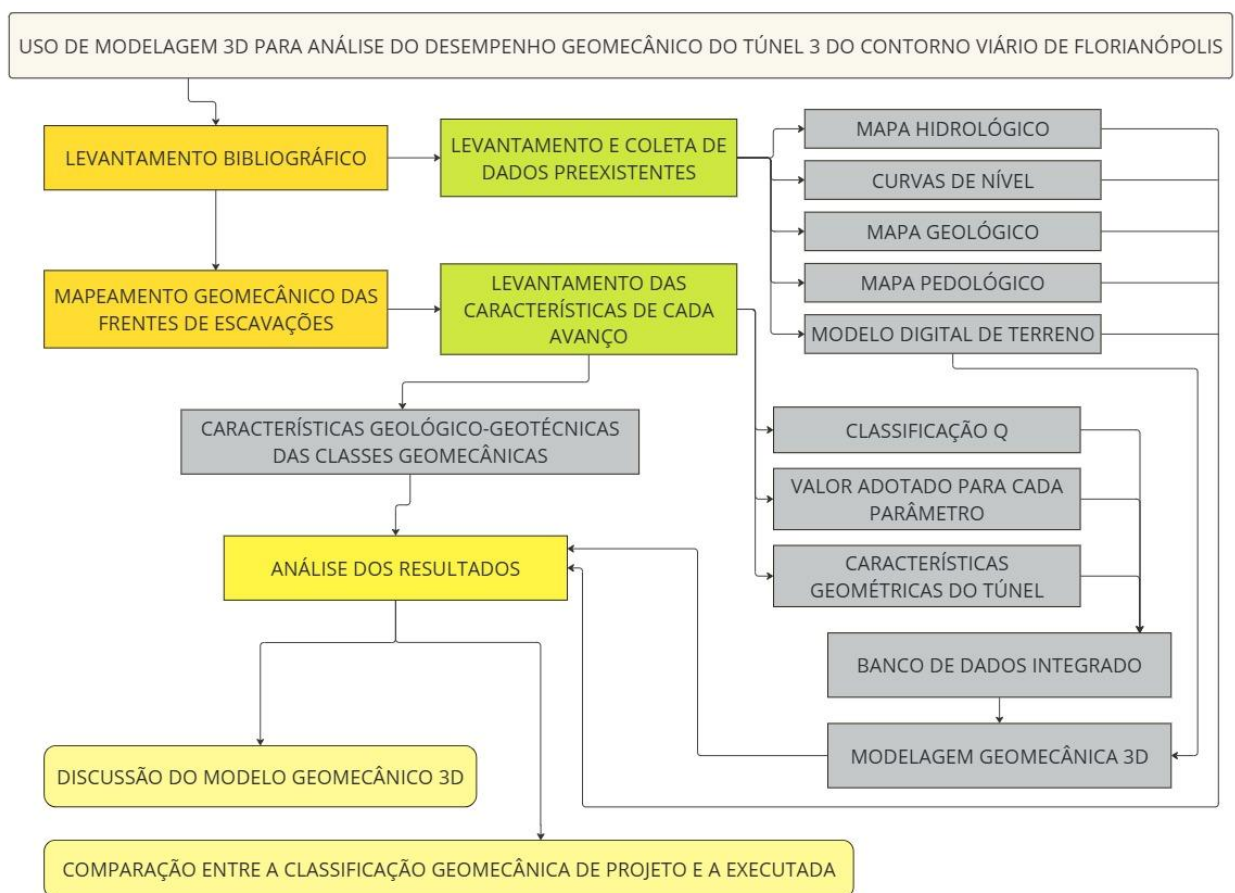
3 MATERIAIS E MÉTODOS

A elaboração deste trabalho irá se desenvolver conforme as etapas abaixo:

1. Levantamento bibliográfico: Nesta fase, foram levantados conceitos e metodologias importantes para o trabalho e realizada a coleta e análise de dados para a caracterização da área de estudo;
2. Modelagem 3D: coleta e processamento de dados, construção e análise do modelo geomecânico tridimensional;
3. Análise das classes geomecânicas: Caracterização geológico-geotécnica das classes geomecânicas do Túnel 3.

As etapas deste trabalho estão descritas no fluxograma da Figura 15 e detalhadas nos tópicos seguintes.

Figura 15 – Fluxograma com a metodologia simplificada do trabalho.



Fonte: Elaborado pela autora.

3.1 LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO

A elaboração do trabalho teve início com uma ampla revisão bibliográfica sobre os dados e conceitos referentes as metodologias de escavações de túneis, elementos de túneis, classificações geomecânicas aplicadas a escavações subterrâneas e modelagem 3D.

Adicionalmente, foi realizado um levantamento e coleta de dados preexistentes que possibilitaram a caracterização da área de estudo. Os dados cartográficos preexistentes utilizados para a caracterização da área de estudo estão apresentados no Quadro 17 e a referência dos mapas geológicos, pedológicos e de relevo estão listados no Quadro 18.

Quadro 17 – Dados cartográficos utilizados para caracterização inicial da área.

Dados cartográficos	Fonte	Ano
Rede hidrográfica	Secretaria de desenvolvimento sustentável - SDE	2010
Curvas de nível	Modelo Digital de terreno da SDE	2010

Fonte: Elaborado pela autora.

Quadro 18 – Mapas existentes utilizados para caracterização inicial da área.

Mapa	Escala	Fonte	Ano
Geológico de Santa Catarina	1:500.000	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM	2014
Folha Florianópolis/Lagoa, SG.22-Z-D-V e SG.22-Z-D-VI	1:250.000	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM	1997
Relevo	1:25.000	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM	2015
Pedológico de Santa Catarina	1:250.000	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA	2004

Fonte: Elaborado pela autora.

3.2 MODELAGEM GEOMECÂNICA 3D

A modelagem tridimensional do desempenho geomecânico do túnel foi realizada com a utilização do *software Leapfrog Works* da *Bentley Systems*, e teve como base o Manual do Usuário fornecido pela *Seequent*. O desenvolvimento do modelo envolveu três etapas principais:

1. Coleta e organização da base de dados;
2. Processamento dos dados;
3. Criação e análise do modelo.

Cada etapa será detalhada a seguir.

3.2.1 Coleta e organização da base de dados

A base de dados utilizada para a criação do modelo geomecânico 3D consistiu principalmente nos mapeamentos das frentes de escavações, na geometria do túnel e no modelo digital do terreno (MDT) da área de estudo. Os dados relacionados ao Túnel 3 foram fornecidos pela projetista Maffei Engenharia, enquanto o MDT foi disponibilizado pela Secretaria de Desenvolvimento Sustentável (SDE), conforme apresentado no item 3.1.

Os mapeamentos das frentes de escavações foram realizados pela equipe de acompanhamento técnico de obras – ATO da projetista durante a execução da obra, utilizando a metodologia Q de Barton e a correlação RMR de *Bieniawski* (1976). Estes mapeamentos contêm informações sobre a classificação adotada para cada avanço individual, estaca, passo de avanço (distância entre avanços) e os seis parâmetros utilizados no cálculo do valor do Q. No total, foram utilizados 641 mapeamentos geomecânicos para compor o modelo geomecânico tridimensional, sendo 291 na pista sul e 345 na pista norte.

Com base no projeto geométrico do túnel, foi possível obter as informações sobre comprimento, largura e altura da seção, caimento, distância entre as pistas e suas coordenadas.

3.2.2 Processamento dos dados

Os dados dos mapeamentos geomecânicos foram digitalizados e estruturados em planilhas .csv, padronizando as informações para conter os seguintes campos: identificação da frente de escavação, passo de avanço, índice de qualidade da rocha (Q), valor do parâmetro RQD, número de famílias de descontinuidades (J_n), número da rugosidade das descontinuidades (J_r), número de alteração das descontinuidades (J_a), fator de redução de água das descontinuidades (J_w), fator de redução de tensão (SRF).

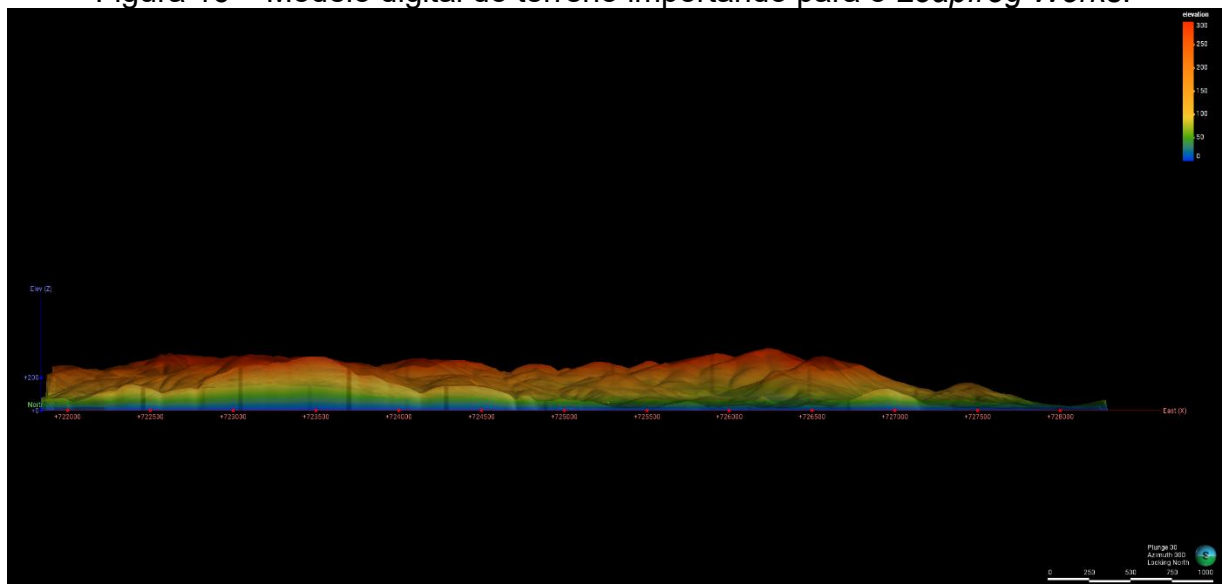
Para visualização dos dados georreferenciados de cada frente de escavação no *Leapfrog Works*, foram integrados os dados geométricos do túnel com as informações de passo de avanço de cada mapeamento. Considerando a geometria do túnel, obtida do projeto executivo, e as classes geomecânicas utilizadas, optou-se por modelar o túnel 3 como retilíneo, uma vez que a leve curvatura na região do

emboque sul não influenciaria significativamente nos resultados das análises. Partindo disso, com o *software* AutoCAD Civil 3D, foram geradas linhas representativas das pistas sul e norte, considerando as cotas e alinhamentos fornecidos no projeto. A integração dessas linhas com os dados de passos de avanço dos mapeamentos permitiu determinar as coordenadas N, E e Z de cada frente de escavação, garantindo assim o georreferenciamento preciso de cada avanço do túnel.

3.2.3 Criação e análise do modelo

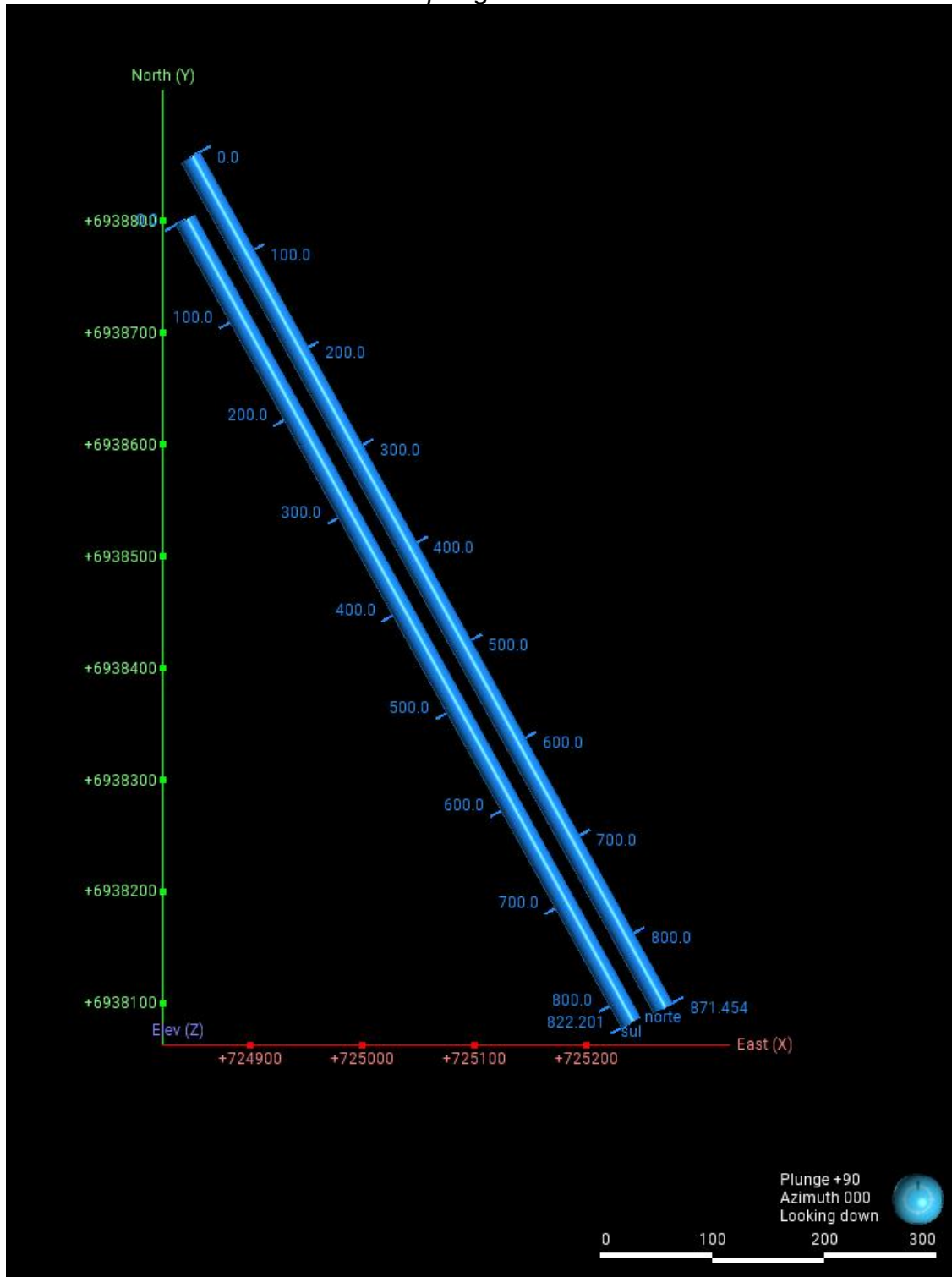
Os resultados do processamento de dados foram utilizados como base para a construção de um modelo geomecânico tridimensional no *software Leapfrog Works*. O primeiro passo da modelagem consistiu na definição da topografia do projeto, com a importação do modelo digital de terreno. Em seguida, foram adicionadas as linhas representativas das pistas norte e sul do túnel, geradas no AutoCAD Civil 3D, com base em dados espaciais e georreferenciados.

Figura 16 – Modelo digital do terreno importando para o *Leapfrog Works*.



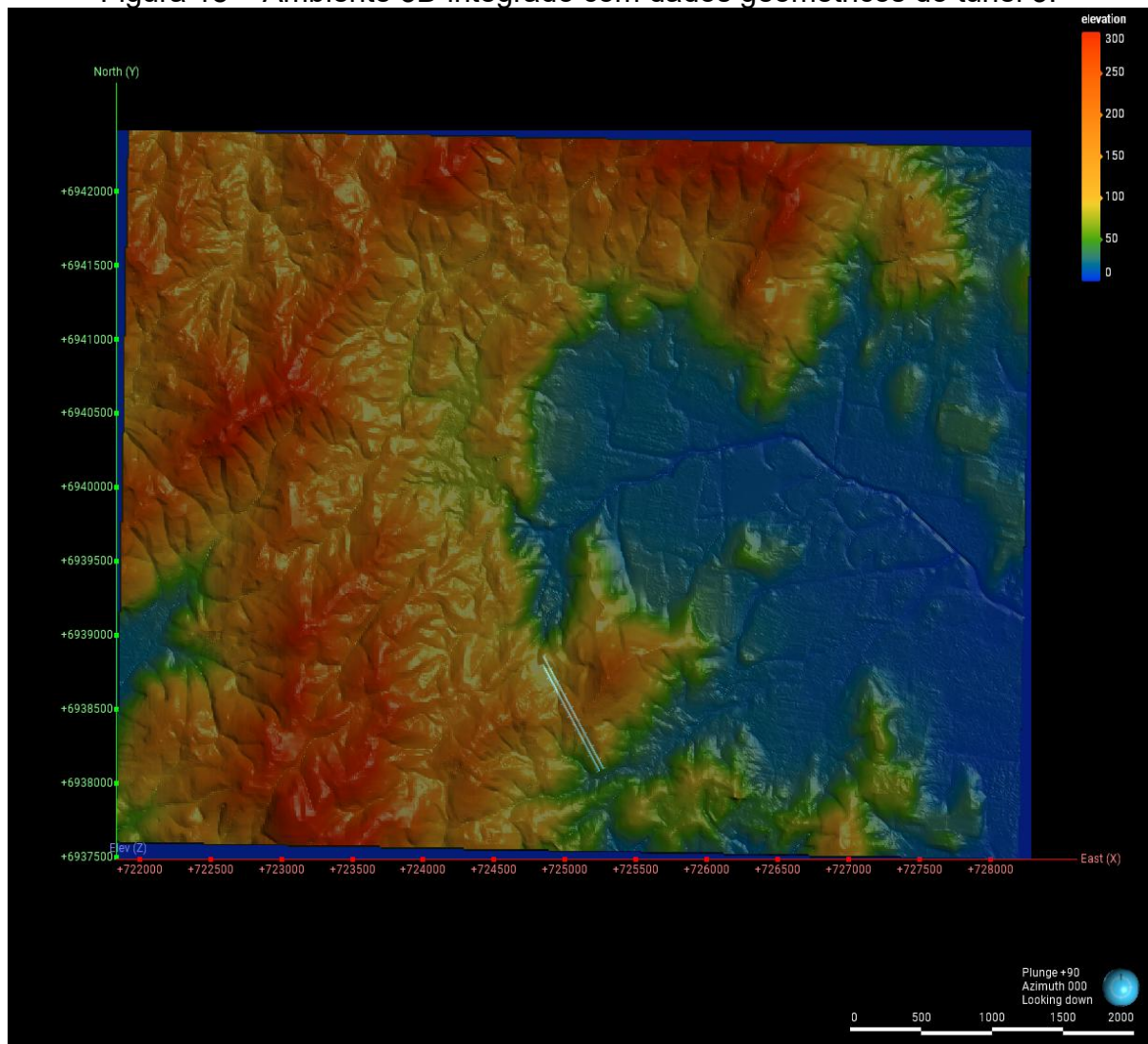
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 17 – Dados geométricos do túnel georreferenciados importados para o *Leapfrog Works*.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 18 – Ambiente 3D integrado com dados geométricos do túnel 3.



Fonte: Elaborado pela autora.

Em seguida, foram importados os arquivos .csv contendo os parâmetros geomecânicos das frentes de escavações (Figura 19). A visualização dos parâmetros geomecânicos foi otimizada por meio de uma escala de cores graduada, onde tons quentes representaram valores associados a piores condições geomecânicas e tons frios a melhores condições.

Figura 19 – Dados das frentes de escavações importados para o *Leapfrog Works*.

Ignored	id	holeid	from	to	RQD	Jn	Jr	J_a	Jw	SRF	Q
☐	1	norte	3.4	4.22	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	2	norte	4.22	5.02	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	3	norte	5.02	5.82	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	4	norte	5.82	9.51	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	5	norte	9.51	10.61	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	6	norte	10.61	13.21	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	7	norte	13.21	13.61	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	8	norte	13.61	14.32	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	9	norte	14.32	15.23	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	10	norte	15.23	16.15	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	11	norte	16.15	17.0	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	12	norte	17.0	17.83	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	13	norte	17.83	19.38	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	14	norte	19.38	20.61	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	15	norte	20.61	21.41	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	16	norte	21.41	22.21	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	17	norte	22.21	25.41	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	18	norte	25.41	27.01	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	19	norte	27.01	28.01	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	20	norte	28.01	28.61	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	21	norte	28.61	31.81	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.089
☐	22	norte	31.81	34.21	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	23	norte	34.21	36.71	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	24	norte	36.71	40.01	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	25	norte	40.01	40.81	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	26	norte	40.81	41.61	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	27	norte	41.61	44.86	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	28	norte	44.86	47.31	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	29	norte	47.31	48.91	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	30	norte	48.91	49.69	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	31	norte	49.69	50.49	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	32	norte	50.49	52.09	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	33	norte	52.09	54.49	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	34	norte	54.49	56.09	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	35	norte	56.09	59.22	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	36	norte	59.22	60.09	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	37	norte	60.09	61.69	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	38	norte	61.69	64.09	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	39	norte	64.09	64.89	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	40	norte	64.89	66.49	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	41	norte	66.49	68.09	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	42	norte	68.09	68.89	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	43	norte	68.89	69.69	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	44	norte	69.69	70.49	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	45	norte	70.49	71.29	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	46	norte	71.29	72.09	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	47	norte	72.09	73.69	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	48	norte	73.69	74.49	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09
☐	49	norte	74.49	75.29	40.0	15.0	1.0	4.0	1.0	7.5	0.09

Fonte: Elaborado pela autora.

Também foi possível realizar uma análise comparativa entre as classes geomecânicas estimadas no projeto executivo e as classes obtidas durante a execução da obra, permitindo avaliar as diferenças nas estimativas iniciais e identificar possíveis discrepâncias relacionadas à variação espacial das propriedades geomecânicas do maciço rochoso.

3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ESCAVADO

A partir do banco de dados fornecido pela projetista, composto por 13 sondagens mistas denominadas SM-3001, SM-3002, SM-3003, SM-3004, SM-3005, SM-3006, SM-3007, SM-3008, SM-3009, SM-3010, SM-3011, SM-3012 e SM-3013, caracterização petrográfica das amostras denominadas 4-SM-3004 e 5-SM-3011, e dos 641 mapeamentos geomecânicos realizados pela equipe de ATO da Maffei Engenharia, foi possível identificar características típicas do maciço escavado.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO TÚNEL

Esta seção apresenta a caracterização da área de estudo incluindo a localização e acesso, contexto geológico, pedologia e hidrologia da região.

4.1 LOCALIZAÇÃO E ACESSO

O Contorno Viário de Florianópolis é uma rodovia federal em construção, anexa à BR-101/SC, com características de autoestrada e anel viário, totalizando 50 quilômetros de extensão. Está situado entre os municípios de Biguaçu, São José e Palhoça, na região metropolitana de Florianópolis.

O Túnel 3 faz parte das obras do Contorno Viário de Florianópolis e está localizado na porção sul, em Palhoça. Esse túnel possui 2 pistas (ou dois túneis) denominadas pistas sul e norte, com aproximadamente 814,5 e 867,5 metros de extensão, respectivamente.

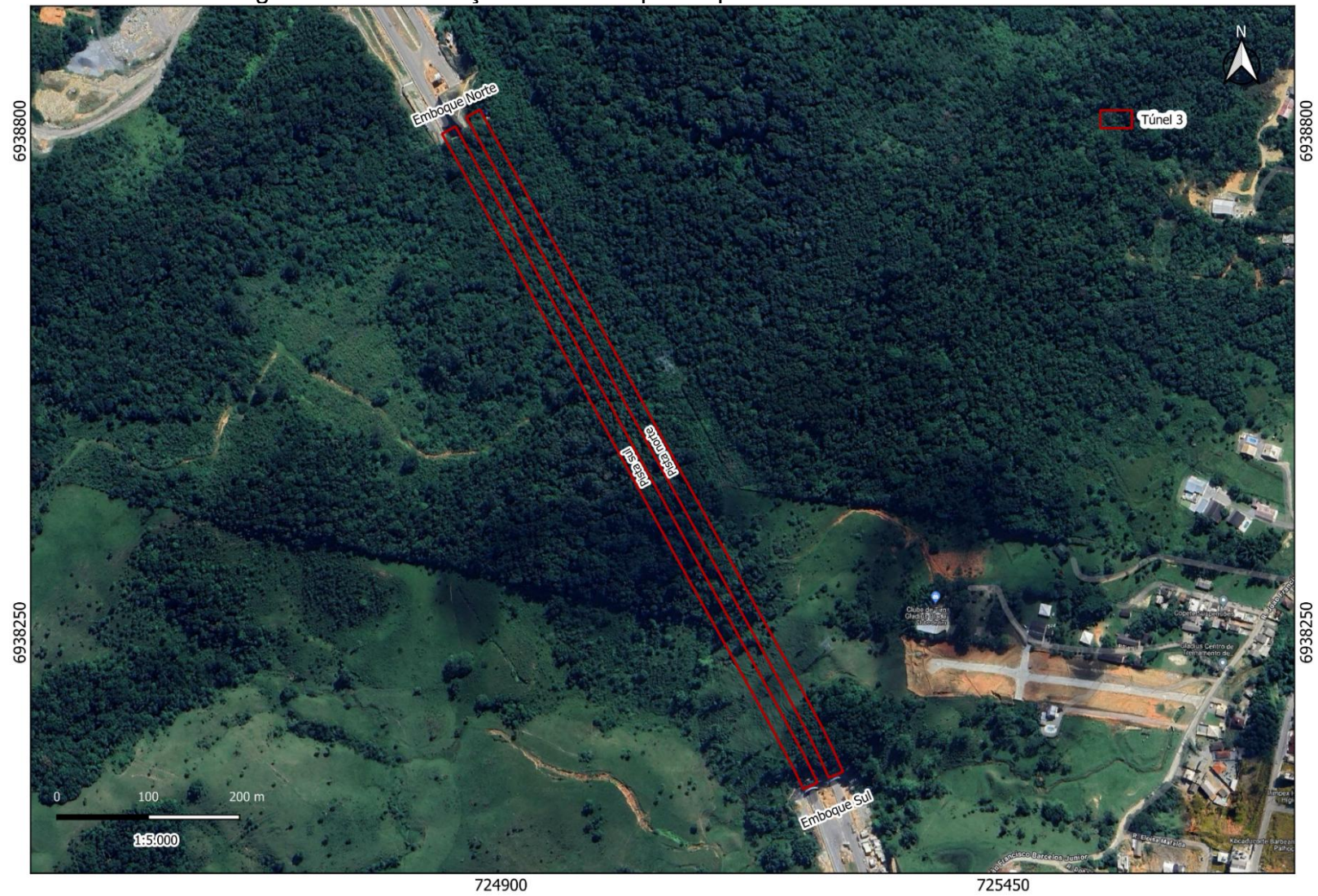
O emboque sul (Figura 23) está situado nas coordenadas geográficas: 27°39'45.51" latitude sul e 48°42'59.23" longitude oeste e o norte (Figura 22), localizado nas coordenadas geográficas: 27°39'121.18" latitude sul e 48°43'114.82" longitude oeste. A pista norte se estende da estaca 226+364.14 (emboque sul), até a estaca 225+496,15 (emboque norte). A pista sul vai da estaca 226+361,55 (emboque sul) até a estaca 225+542,71. A Figura 20 apresenta a localização do Contorno Viário de Florianópolis e do Túnel 3 e a Figura 21 mostra a localização dos emboques e das pistas norte e sul.

Figura 20 – Localização Túnel 3, Contorno Viário de Florianópolis.



Fonte: Google Earth (2024).

Figura 21 – Localização dos emboques e pistas norte e sul do Túnel 3.



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 22 – Emboque norte.



Fonte: Banco de dados da equipe de ATO Maffei Engenharia (2024).

Figura 23 – Emboque sul.



Fonte: Banco de dados da equipe de ATO Maffei Engenharia (2024).

4.2 CONTEXTO GEOLÓGICO E TECTÔNICO

A região do Túnel 3, de acordo com Almeida *et al.* (1977), está inserida na porção sul da Província Mantiqueira, conhecida de Escudo Catarinense (EC).

O EC é dividido em três domínios, de acordo com Basei (1985), tendo seus limites estabelecidos por importantes estruturas regionais, as zonas de cisalhamento

Itajaí-Perimbó (ZCI) e Major Gercino (ZCMG). Os domínios propostos pelo autor são divididos em:

1. Domínio Externo: Rochas do Escudo Catarinense que ocorrem a norte da Zona de Cisalhamento Itajaí;
2. Domínio Intermediário: Rochas do EC situadas entre a ZCI e a Zona de Cisalhamento Major Gercino;
3. Domínio Interno: Rochas do EC que ocorrem a sul da ZCMG.

Florisbal (2011), faz a compartimentação descritiva dos três domínios inicialmente propostos por Basei (1985), respeitando seus limites, a qual segue:

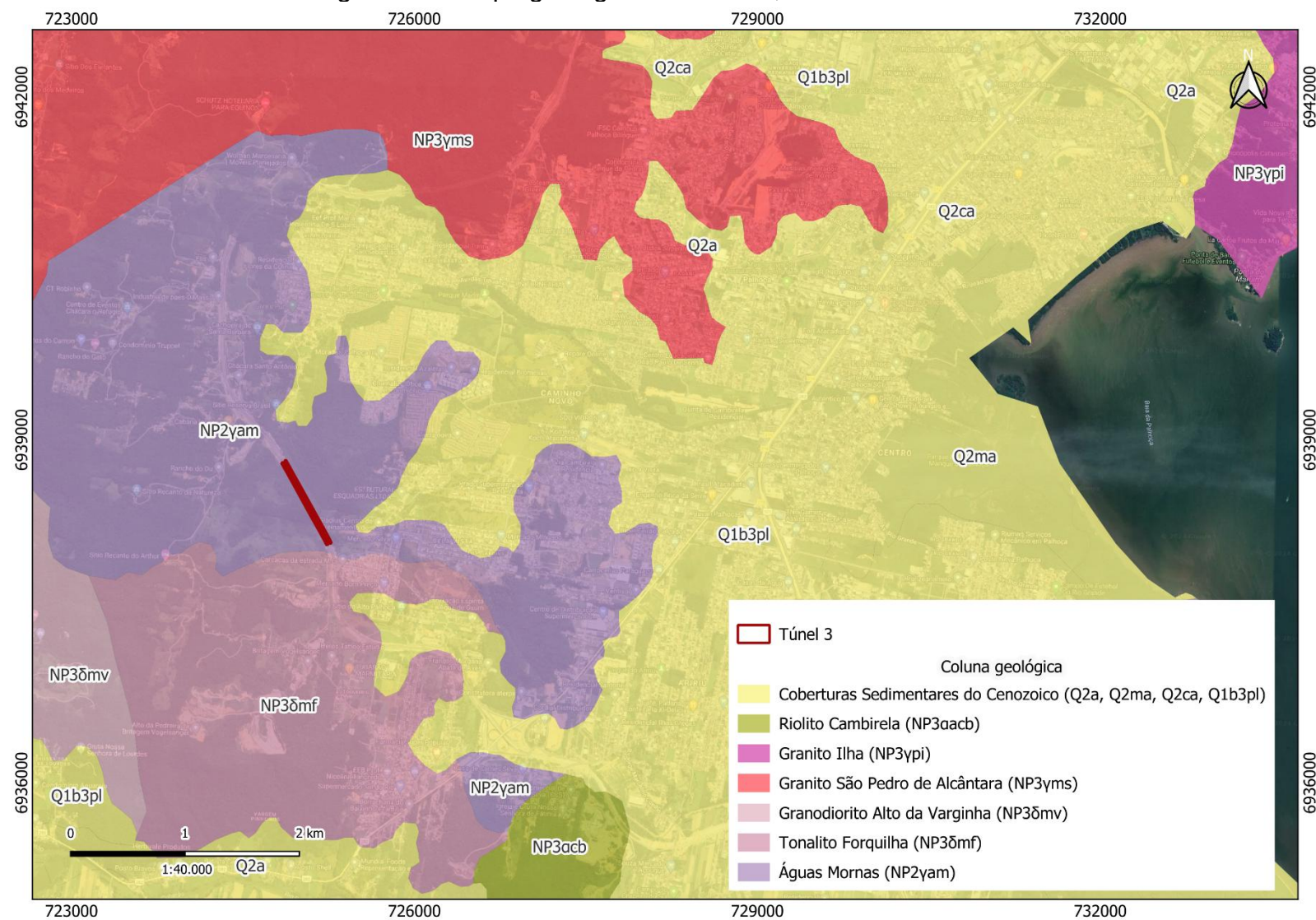
1. Domínio Norte (Externo): Composto por unidades paleoproterozóicas do Complexo Granulítico de Santa Catarina e neoproterozóicas das Bacias do Itajaí e Campo Alegre;
2. Domínio Central (Intermediário): Composto por rochas metassedimentares do Complexo Metamórfico Brusque e pelo Complexo Camboriú, com algumas ocorrências de rochas graníticas como o granito Itapema, Corre-Mar, Rio Pequeno, Serra dos Macacos, entre outros;
3. Domínio Sul (Interno): Definido pelas rochas graníticas de idade neoproterozóica do Batólito Florianópolis com alguns relictos do embasamento de idade paleoproterozóica representados pelo Complexo Águas Mornas.

Dessa forma, a área de estudo está inserida no Domínio Sul, segundo a compartimentação de Florisbal (2011), e corresponde a região situada a sul da ZCMG. Sendo suas principais unidades rochas graníticas neoproterozóicas do Batólito Florianópolis e unidades mais antigas do Complexo Águas Mornas, o domínio é composto por ortognaisses e por um grande volume de granitoides, com volume menos expressivo de intrusões básicas e/ou máficas (FLORISBAL, 2011).

De acordo com o mapa geológico de Santa Catarina, Wildner *et al.* (2014), escala 1:500.000, o Túnel 3 está completamente inserido na unidade Complexo Águas Mornas, próximo à sua região de contato com a unidade Tonalito Forquilha, limite sul, estabelecido pelo mapa (Figura 24). Ainda, a unidade Complexo Águas Mornas tem limites estabelecidos ao norte pelo contato com o Granito São Pedro de Alcântara, a leste com as coberturas cenozoicas e a oeste com o Granodiorito Alto da Varginha.

Serão abordadas separadamente nos próximos tópicos a unidade Complexo Águas Mornas, a qual a área de estudo está inserida, e os granitoides que fazem contato com a unidade, Tonalito Forquilha, Granito São Pedro de Alcântara e Granodiorito Alto da Varginha.

Figura 24 – Mapa geológico do Túnel 3, escala 1:500.000.



Fonte: Wildner *et al.* (2014). Layout: Elaborado pela autora (2024).

4.2.1 Complexo Águas Mornas

O Complexo Águas Mornas, segundo a Folha Florianópolis/Lagoa, SG.22-Z-D-V e SG.22-Z-D-VI, escala 1:100.000, Almeida *et al.* (1997), compreende uma faixa descontínua de granitoides deformados, com frequentes estruturas gnáissicas, localmente migmatíticas, com uma associação de ortognaisses polifásicos, composicionalmente muito diversificada, derivada de uma sequência pretérita gnáissico-migmatítica, constituída por paleossomas de natureza básica a intermediária, ortoanfibolitos, metagabros, metabasicos, metadioritos) e, por gnaisses quartzo-dioríticos e granodioríticos.

O autor diferencia o Complexo por três unidades litológicas com base nos tipos petrográficos dominantes:

1. Unidade mais antiga: Constituição básica, materializada pelos enclaves tonalíticos a quartzo-dioríticos. Constituída predominantemente por biotita-anfibólio tonalitos, anfibólio-biotita tonalitos, biotita tonalitos e quartzo-dioritos. Predomínio de textura heterogranular, com granulações média a fina a intergranular média. Comum orientação dos constituintes máficos ao longo de faixas ou bandas, as quais materializam o bandamento gnáissico.
2. Materializada pela fusão parcial da fração crustal primitiva: materializada por ortognaisses quartzo-monzoníticos com texturas heterogranulares finas a médias.
3. Neossomática: caracterizada pela massa monzogranítica que mantém imersos componentes anteriores em diferentes proporções, com características fluidais marcantes na relação aos entornos dos enclaves meso-melanocráticos. Os minerais micáceos apresentam-se normalmente orientados. Comuns feições relacionadas aos processos de deformação dúctil. Texturas gnáissicas a protomiloníticas passam a porções miloníticas, marcando extensas faixas de cisalhamento.

De acordo com Almeida *et al.* (1997), os terrenos granito-gnáissicos que constituem o Complexo Águas Mornas são intensamente afetados por intrusões graníticas de diferentes níveis de colocação, que interrompem a sua continuidade. Os contatos podem ser observados por falhas ou relações de intrusão como veios e apófises graníticas.

As rochas da unidade possuem protólitos graníticos, desde fácies melanocráticas tonalíticas a quartzo-dioríticas até fácies leucocráticas (sienogranitos) em diversos estágios de evolução e de grau de deformação (ALMEIDA *et al.*, 1997).

4.2.2 Tonalito Forquilha

O Tonalito Forquilha, pertencente aos granitóides calcialcalinos da Suíte Intrusiva Maruim, compreende segundo Almeida *et al.* (1997), tonalitos, quartzo-dioritos e quartzo-monzodioritos, melanocráticos de coloração cinza-escura, sutil lineamento de fluxo ígneo, equigranulares de granulação fina a gossa. Facies de granulação média a grossa, mesocrática com cores cinza e branca, com cristais bem desenvolvidos de hornblenda.

De acordo com Trainini *et al.* (apud Almeida *et al.*, 1997) o litotipo tonalito é considerado o paleossoma dos migmatitos do Complexo Metamórfico-Migmatítico. O Complexo Metamórfico-Migmatítico, segundo Hartmann *et al.* (1979) caracteriza as rochas metamórficas da porção meridional do EC, diferenciando-as das rochas de alto grau ocorrentes ao norte, as quais são designadas de Complexo Granulítico de Santa Catarina. Neste sentido, as rochas granito-gnáissicas estão representadas neste trabalho conforme caracterizadas por Almeida *et al.* (1997), como Complexo Águas Mornas.

4.2.3 Granodiorito Alto da Varginha

Granodiorito é o termo petrográfico dominante na unidade, mas ocorre ainda quartzo-monzonitos, quartzo-monzodioritos e monzogranitos subordinados. Mesoscopicamente, é uma rocha mesocrática, coloração cinza, equigranular de granulação média a fina, podendo apresentar orientação de fluxo marcada pelos constituintes máficos. Apresenta enclaves microgranulares básicos. Sua mineralogia envolve plagioclásio, feldspato alcalino e quartzo como essenciais e biotita e anfibólio. Além de apatita, zircão esfênio e opacos como acessórios e clorita, epidoto, sericita e carbonatos como minerais secundários (ALMEIDA, *et al.* 1997).

Segundo o autor, a variação composicional da unidade é evidente pela redução no teor de máficos e de plagioclásio, e consequente aumento nas proporções de feldspato alcalino e quartzo.

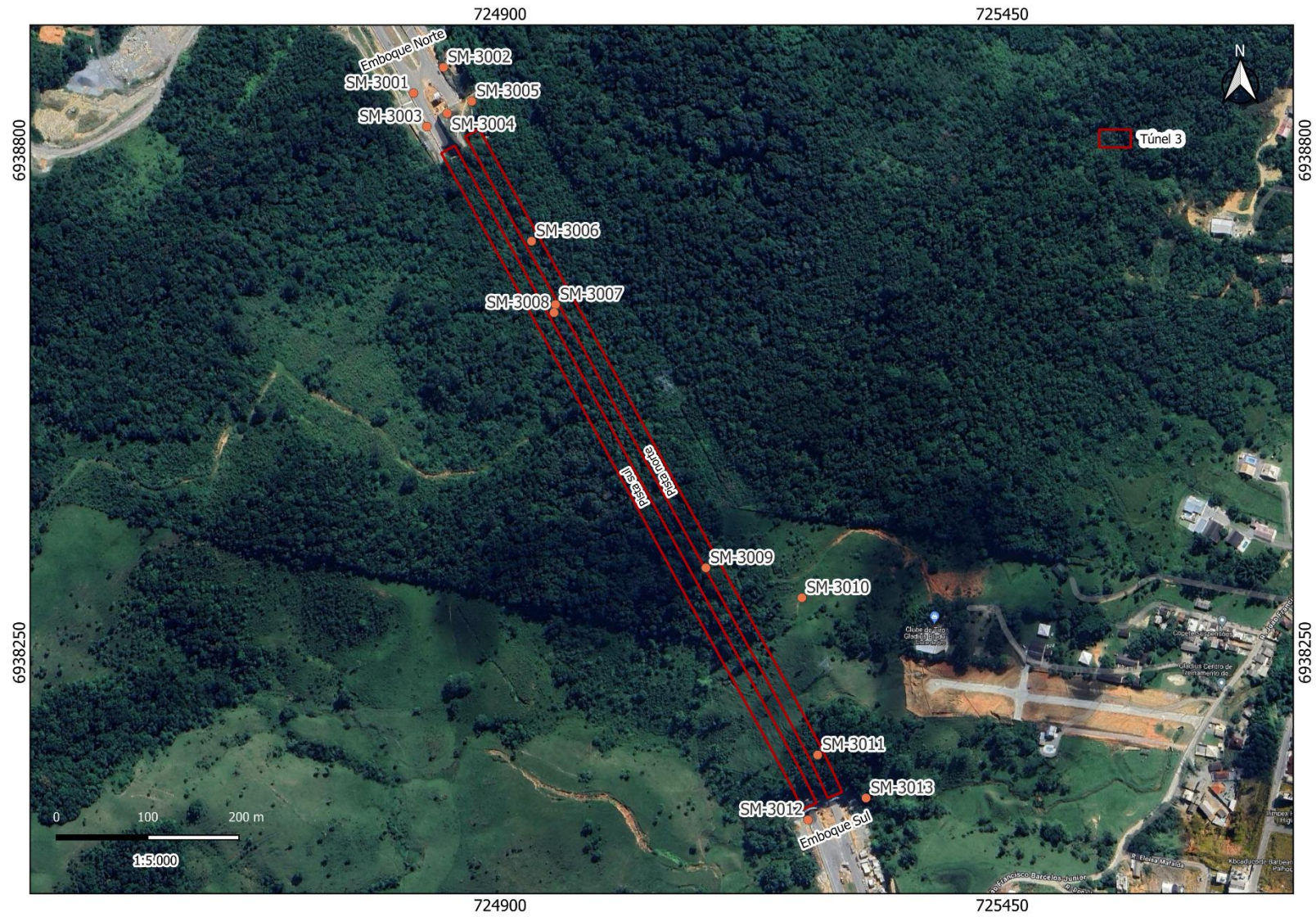
4.2.4 Granito São Pedro de Alcântara

Unidade também pertencente ao granitóides calcialcalinos da Suíte Intrusiva Maruim. Compreende monzogranitos como dominantes, sienogranitos e quartzo-monzogranitos mesocráticos de coloração cinza-escuro, textura porfirítica com fenocristais de feldspato esbranquiçado em matriz grossa. Presença de enclaves de tonalito e granodiorito junto as bordas da unidade. Mineralogia composta por feldspato alcalino, quartzo, plagioclásio e biotita como essenciais, opacos anfibólios e muscovita em menor quantidade. Zircão, esfênio, allanita e apatita como acessórios e sericita, clorita, epidoto, carbonato e esfênio como minerais de alteração (ALMEIDA, *et al.* 1997).

4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA LOCAL

Na fase de projeto executivo, foram executadas 13 sondagens mistas, denominadas SM-3001, SM-3002, SM-3003, SM-3004, SM-3005, SM-3006, SM-3007, SM-3008, SM-3009, SM-3010, SM-3011, SM-3012 e SM-3013, para investigações geológico-geotécnicas da região do túnel. A Figura 25 apresenta a localização dos furos de sondagens.

Figura 25 – Localização dos 13 furos de sondagens mistas realizados.



Fonte: Imagem Google Earth (2024).

Figura 26 – Testemunho de sondagem mista SM-3004, executada até a profundidade 29,01 metros.



Fonte: Projeto executivo (2019).

Figura 27 – Testemunho de sondagem SM-3011, executada até a profundidade de 50,20 metros.





Fonte: Projeto Executivo (2019).

A descrição geológica macroscópica do testemunho de sondagem SM-3004 identificou a litologia como um migmatito, com estrutura bandada, caracterizada por variações composicionais compostas principalmente por quartzo e plagioclásio e quartzo, plagioclásio e minerais máficos. O testemunho da sondagem SM-3011 revelou a presença tanto de estruturas migmatíticas descritas na SM-3004 quanto de estruturas gnáissicas.

A caracterização petrográfica detalhada, macroscópica e microscópica, realizada pela projetista, será apresentada nos tópicos a seguir. A análise petrográfica foi realizada a partir das amostras 4 e 5, obtidas dos testemunhos de sondagens mistas SM-3004 e SM-3011, respectivamente. As amostras, com dimensões aproximadas de 5 cm de comprimento por 6cm de diâmetro (Figura 28),

foram selecionadas estrategicamente para investigar a petrografia das regiões dos emboques do túnel.

Figura 28 – Testemunhos de sondagens selecionados para a confecção das amostras 4 (SM-3004) e 5 (SM-3011).



Fonte: Projeto Executivo (2019).

4.3.1 Descrição geológica da amostra 4 (SM-3004)

A amostra 4 (Figura 29), macroscopicamente possui coloração cinza-escuro, característica holocritalina, estrutura maciça, com textura sal e pimenta apresentando variação de textura fanerítica fina a média e porfirítica com megacristais de plagioclásio.

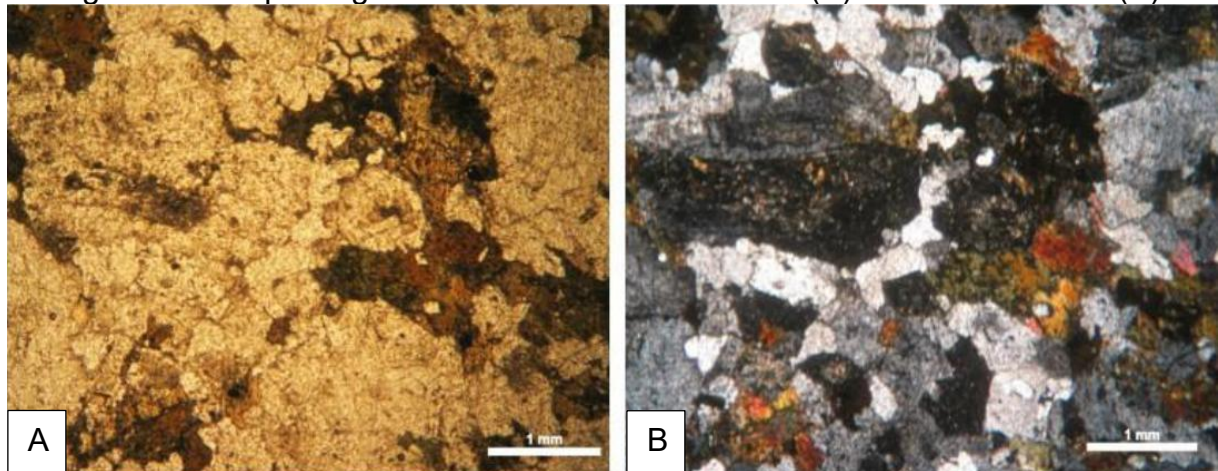
Figura 29 – Parte do testemunho de sondagem SM-3004 utilizado para a caracterização petrográfica.



Fonte: Projeto Executivo (2018).

Microscopicamente, a rocha possui estrutura maciça e textura porfirítica marcada por fenocristais de plagioclásio e raros fenocristais poiquiliticos de hornblenda. Os fenocristais de plagioclásio também costumam apresentar textura poiquilitica englobando outras fases, principalmente o quartzo. Sua matriz é composta essencialmente por plagioclásio e quartzo, sendo o feldspato potássico subordinado. As fases máficas presentes são compostas por biotita e hornblenda. Ocorre argilização dos feldspatos marcada pela cristalização de pequenos cristais de alteração e pela superfície com aspecto amarronzado à luz natural (Figura 30). Minerais opacos estão presentes em quantidades traço. A amostra apresenta sinais de alteração intempérica evidenciada pela argilização dos plagioclásios e alteração de biotita para clorita.

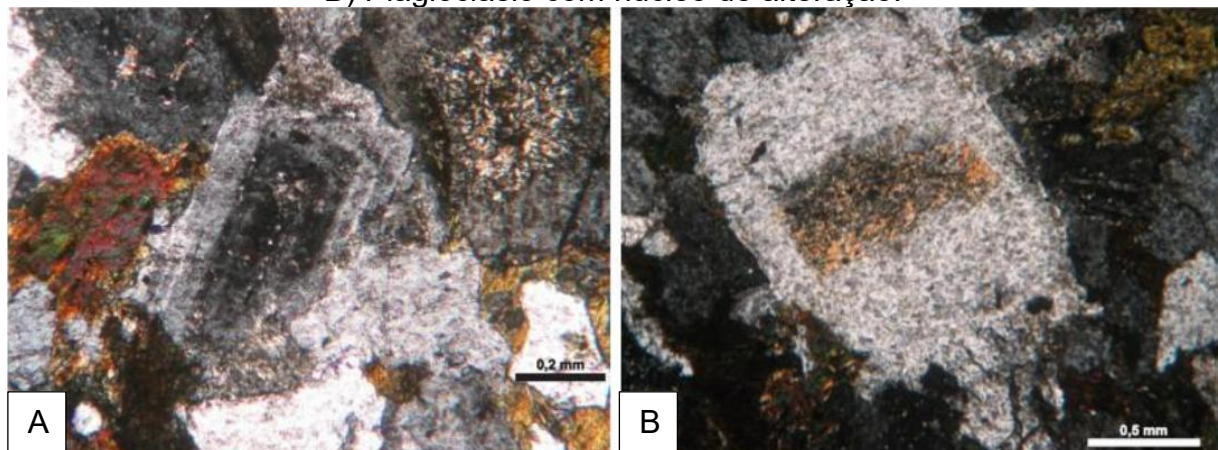
Figura 30 – Aspecto geral da amostra em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).



Fonte: Projeto Executivo (2018).

O plagioclásio ocorre de duas formas distintas, uma fase precoce marcada por fenocristais de dimensões entre 2 e 3mm com hábito tabular e forma subédrica a euédrica. Alguns destes cristais apresentam zonação concêntrica oscilatória e possuem seus núcleos mais alterados que as bordas (Figura 31). Outra fase posterior está presente na forma de grãos com dimensões em geral inferiores a 0,5mm com formas subédricas a anédricas e composição da macla simples com a composta da albita.

Figura 31 – Imagens com nicóis cruzados. A) Plagioclásio com zonação concêntrica. B) Plagioclásio com núcleo de alteração.



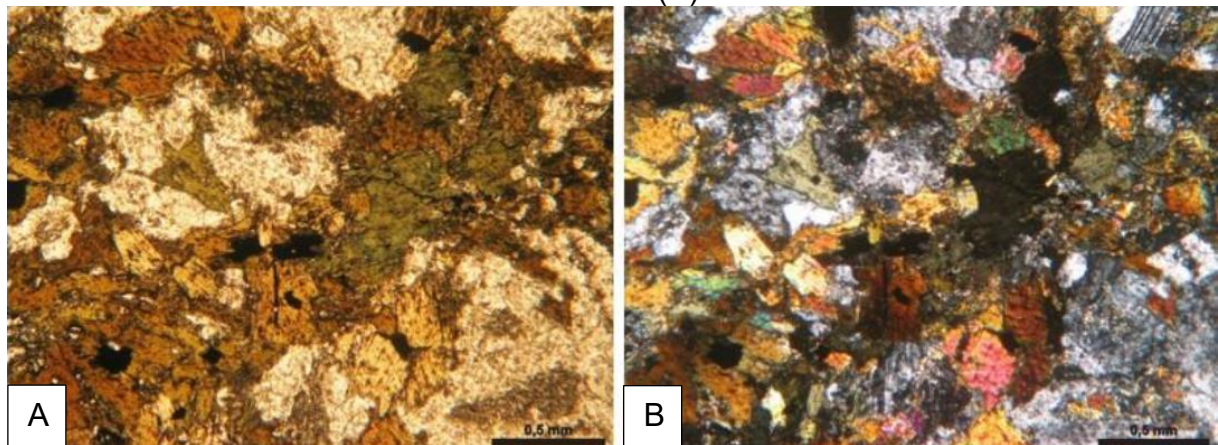
Fonte: Projeto Executivo (2018).

Os cristais de quartzo são intersticiais, comumente anédricos e de dimensões de 0,5mm ou inferiores. Estão frequentemente englobados pelos fenocristais de plagioclásio e de hornblenda.

O ortoclásio compõe a matriz da rocha. Possuem tamanhos de aproximadamente 0,5mm e formas subédricas a anédricas.

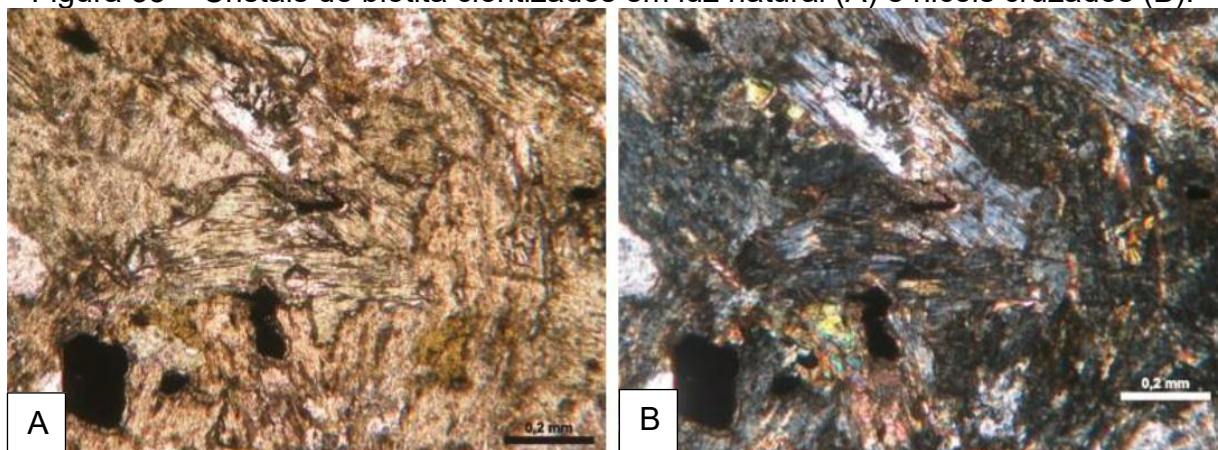
A biotita está presente na forma de agregados dispersos na matriz da rocha (Figura 32). Possui forma subédrica lamelar com dimensões em geral inferiores a 0,5mm. Seu pleocroísmo varia de amarelo amarronado a marrom acastanhado e estão frequentemente alteradas para clorita Figura 33.

Figura 32 – Agregado de biotitas e clorita (verde) em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).



Fonte: Projeto Executivo (2018).

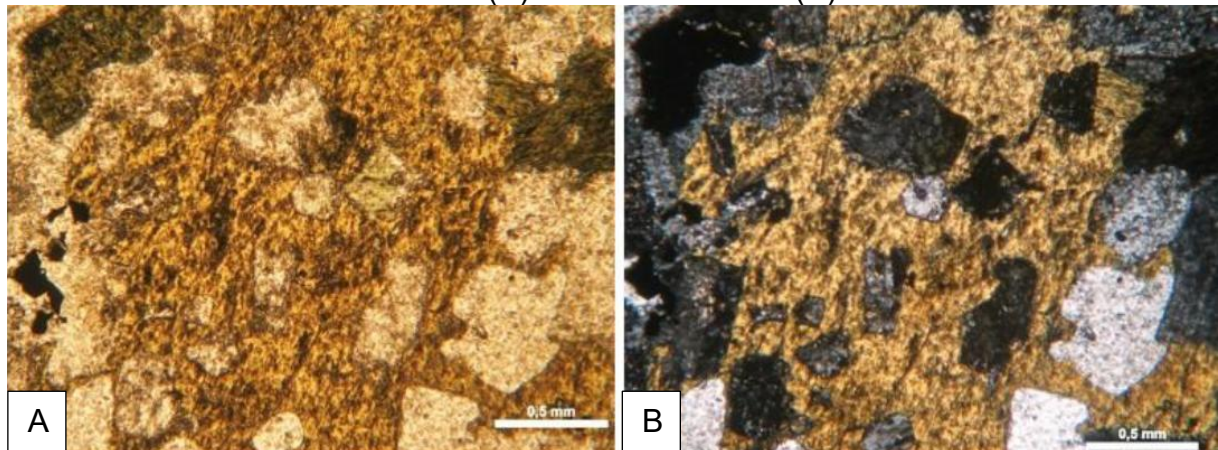
Figura 33 – Cristais de biotita cloritizados em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).



Fonte: Projeto Executivo (2018).

A hornblenda ocorre de forma, quando comparada com a biotita, possuem pleocroísmo variando de amarelo claro a verde, com cristais anédricos de tamanhos variados na matriz ou na forma de fenocristais poiquilíticos englobando grãos de quartzo e feldspatos (Figura 34).

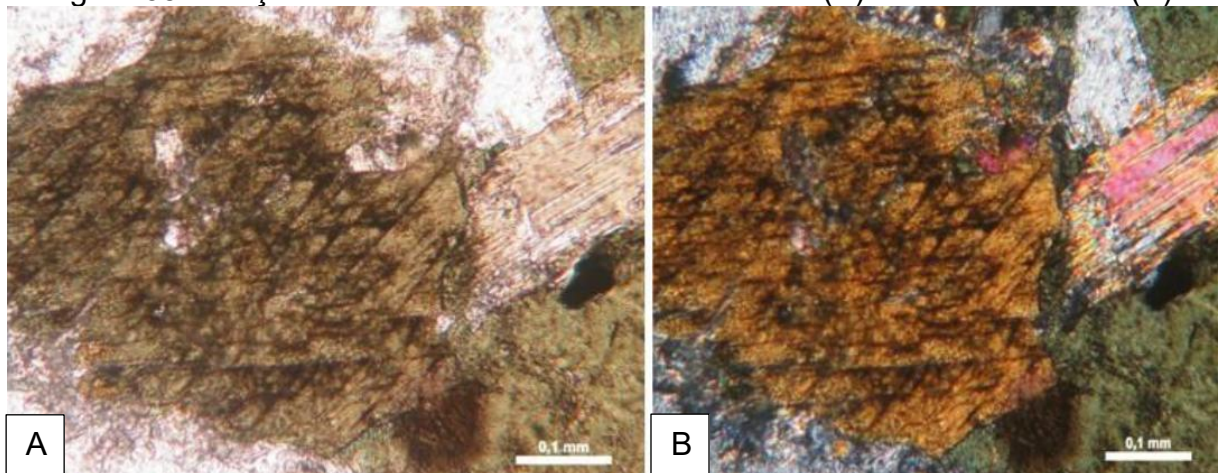
Figura 34 – Hornblenda anédrica poiquilítica englobando cristais de quartzo em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).



Fonte: Projeto Executivo (2018).

Minerais opacos são raros, em geral cristalizados entre as fraturas e com formas anédricas a subédricas (Figura 35).

Figura 35 – Seção basal de hornblenda em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).



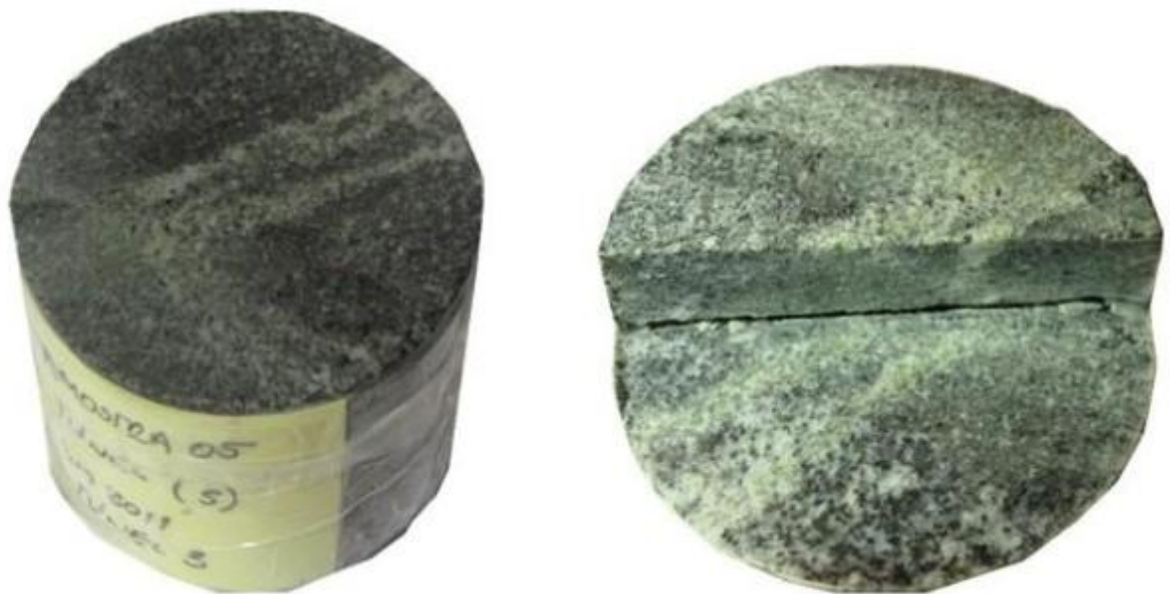
Fonte: Projeto Executivo (2018).

A amostra 4-SM-3004 é classificada como um Hornblenda biotita granodiorito com sinais de alteração intempérica evidenciados pela argilização dos plagioclásios e alteração da biotita para clorita. A classificação modal, estimativa visual, da amostra é de 65% de plagioclásio, 15% de quartzo, 5% de ortoclásio, 10% de biotita, 5% e hornblenda e traços de opacos.

4.3.2 Descrição geológica amostra SM-3011

A amostra denominada 5-SM-3011, macroscopicamente possui coloração cinza escuro, característica holocristalina, estrutura maciça, textura sal e pimenta. Presença de veios milimétricos sem orientação definida.

Figura 36 – A) Testemunho de sondagem amostra 5-SM-3011. B) Superfície onde foi feita a laminação para análise microscópica.



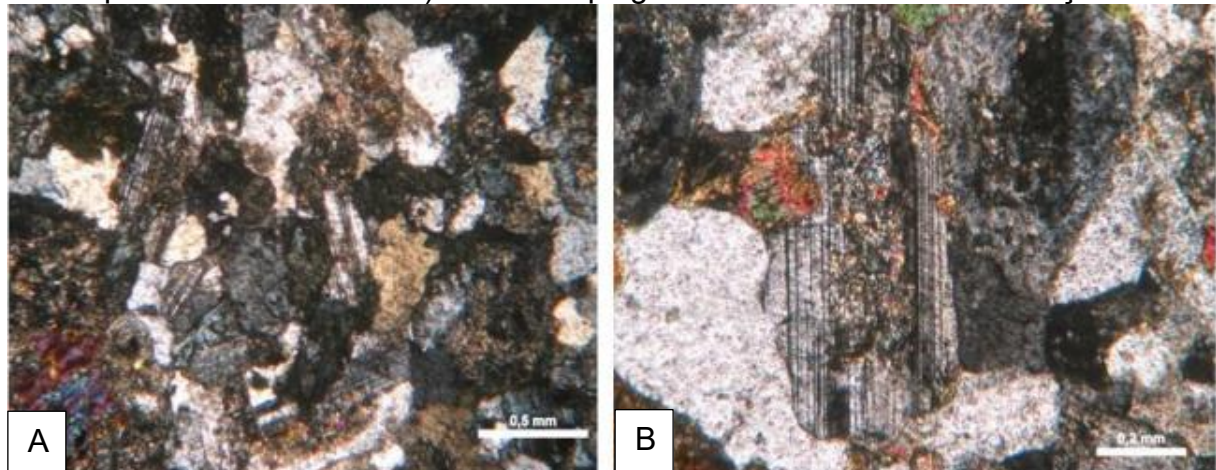
Fonte: Projeto Executivo (2019).

Microscopicamente, a rocha possui estrutura maciça e textura inequigranular fina, apresentando minerais com aspecto xenomórficos. Localmente, ocorre textura porfírica marcada por fenocristais de plagioclásio e ortoclásio. Presença de raros fenocristais poiquilíticos de hornblenda. Sua matriz é composta essencialmente por plagioclásio e quartzo, sendo o feldspato potássico subordinado. As fases máficas presentes são compostas por biotita e hornblenda. Ocorre alteração dos feldspatos marcada pela cristalização de pequenos cristais de alteração, visível pela superfície com aspecto amarronzado à luz natural. Presença de traços de minerais opacos e epidoto.

O plagioclásio está presente na matriz na forma de grãos subédricos a anédricos com hábito prismático alongado, dimensões em torno de 0,5mm (Figura 37). Alguns cristais se destacam por possuírem tamanhos maiores, porém, são raros

e anédricos. Ambos os tamanhos se encontram alterados com evidência de formação de mica branca.

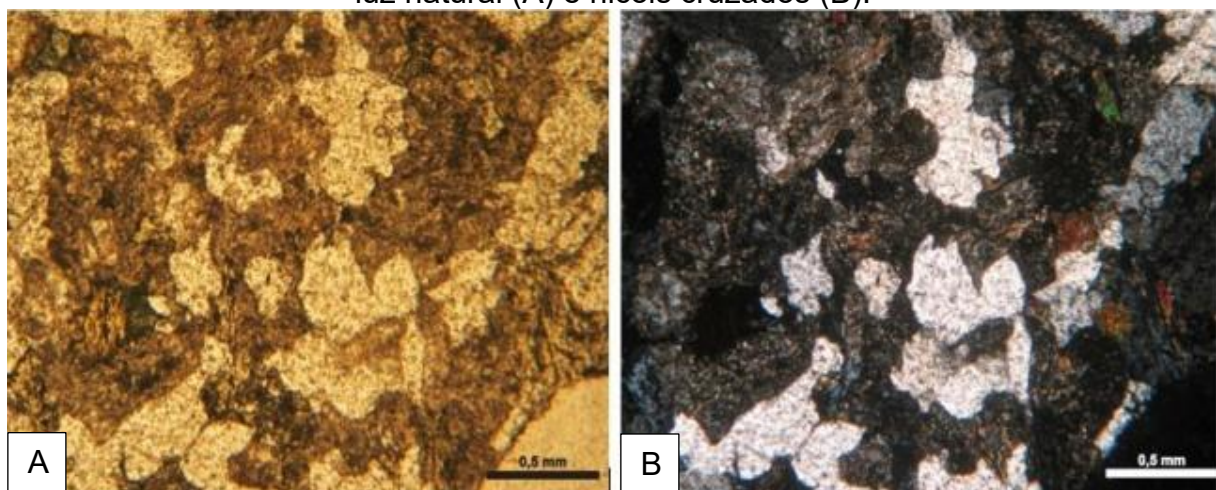
Figura 37 – Ambas as figuras com nicóis cruzados. A) Cristais de plagioclásio presentes na matriz. B) Cristal de plagioclásio com núcleo de alteração.



Fonte: Projeto Executivo (2018).

Os cristais de quartzo são intersticiais, comumente anédricos, possuem menores ou iguais a 0,5 mm (Figura 38). Estão frequentemente englobados pelos fenocristais de plagioclásio e de hornblenda e apresentam extinção levemente ondulante.

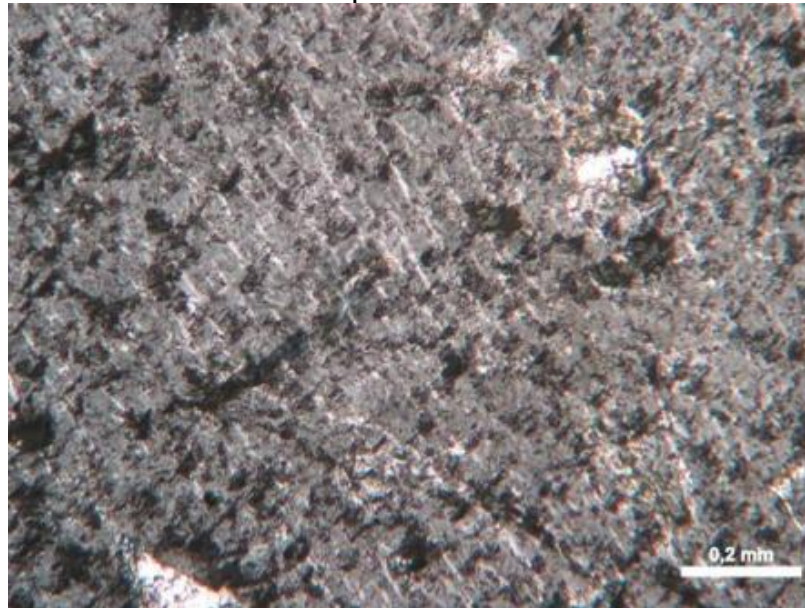
Figura 38 – Cristais anédricos de quartzo associados aos feldspatos argilizados em luz natural (A) e nicóis cruzados (B).



Fonte: Projeto Executivo (2018).

Os raros fenocristais de ortoclásio de aproximadamente 0,5mm possuem textura poiquilítica englobando cristais de quartzo, hábito prismático, forma anédrica e contém exsolução de finos filmes caracterizando a formação de pertita (Figura 39).

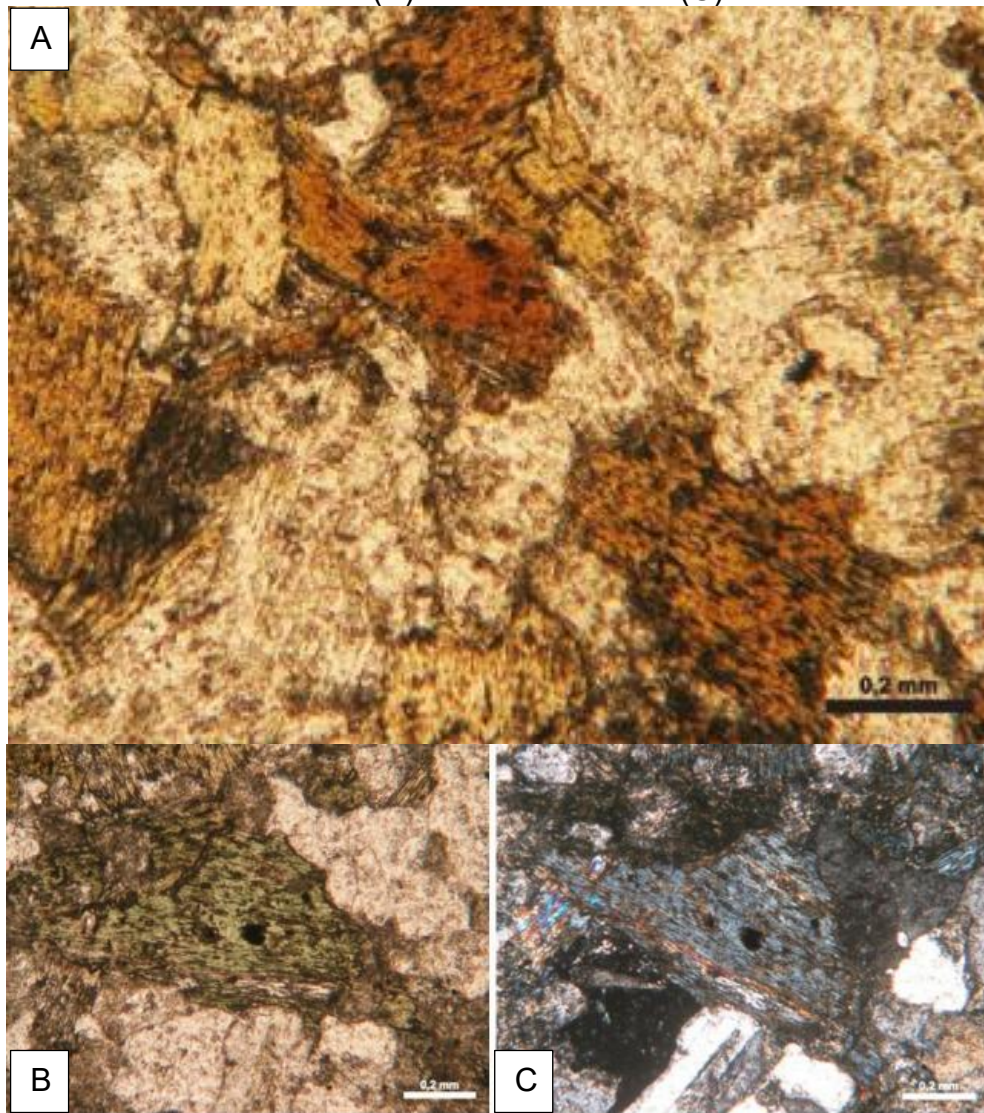
Figura 39 – Fenocristal de feldspato potássico, em nicóis cruzados, com textura pertítica.



Fonte: Projeto Executivo (2018).

A biotita está presente em forma de agregados dispersos na matriz da rocha (Figura 40). É caracterizada com forma subédrica lamelar com dimensões inferiores a 0,5mm. Seu pleocroísmo varia de amarelo a marrom acastanhado, presença de frequente alteração para clorita (Figura 40).

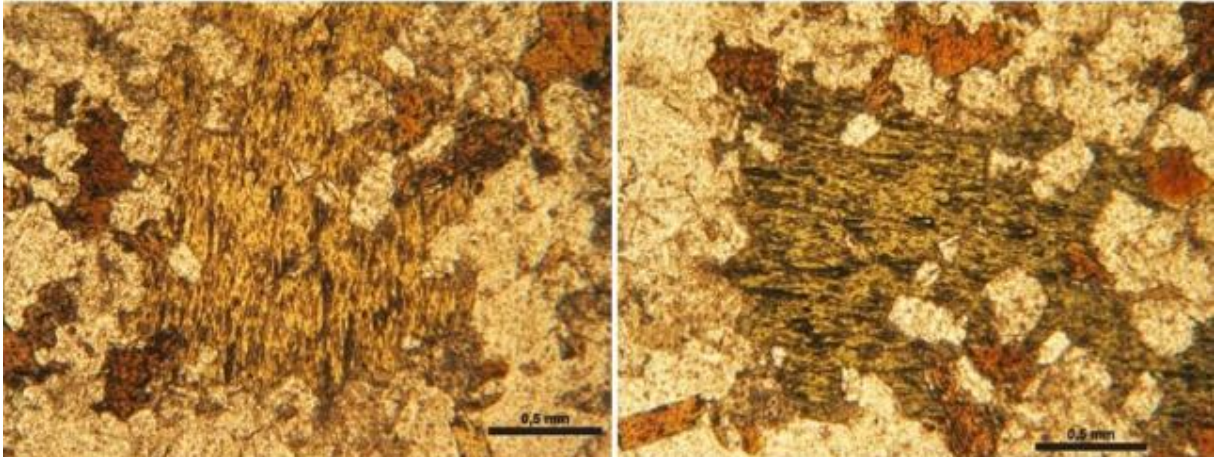
Figura 40 – A) Cristais de biotita em diferentes orientações evidenciando seu pleocroísmo em luz natural. Cristal de biotita sendo substituído por clorita em luz natural (B) e nicóis cruzados (C).



Fonte: Projeto executivo (2018).

A hornblenda ocorre de forma restrita, quando comparada a biotita, e possui pleocroísmo amarelo claro a verde (Figura 41). Apresenta forma anédrica com tamanhos variados na matriz ou, menos frequente, na forma de fenocristais poiquilíticos englobando grão de quartzo e feldspatos.

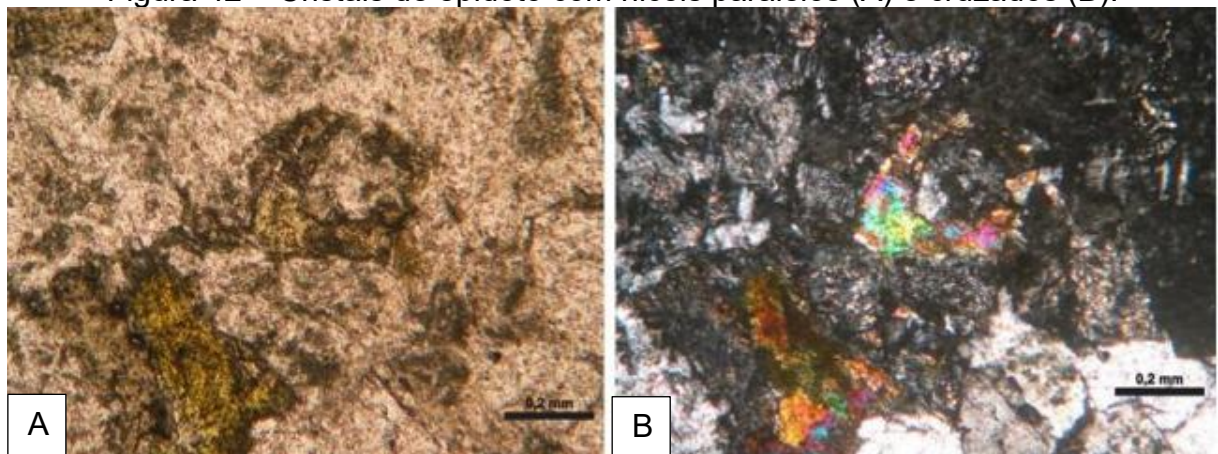
Figura 41 – Cristal de hornblenda em luz natural, com forma anédrica e poiquilítico.



Fonte: Projeto Executivo (2018).

O epidoto com aproximadamente 0,2mm, de forma restrita, cor esverdeada e com birrefringência alta apresentando halos (Figura 42).

Figura 42 – Cristais de epidoto com nicóis paralelos (A) e cruzados (B).



Fonte: Projeto Executivo (2018).

A rocha é classificada como um Hornblenda biotita granodiorito com sinais de alteração evidenciados pela argilização dos plagioclásios e alteração de biotita para clorita. A sua composição modal é estimada visualmente em 45% de quartzo, 35% de plagioclásio, 5% de ortoclásio, 20% de biotita, 5% de hornblenda, traços de epidoto e minerais opacos.

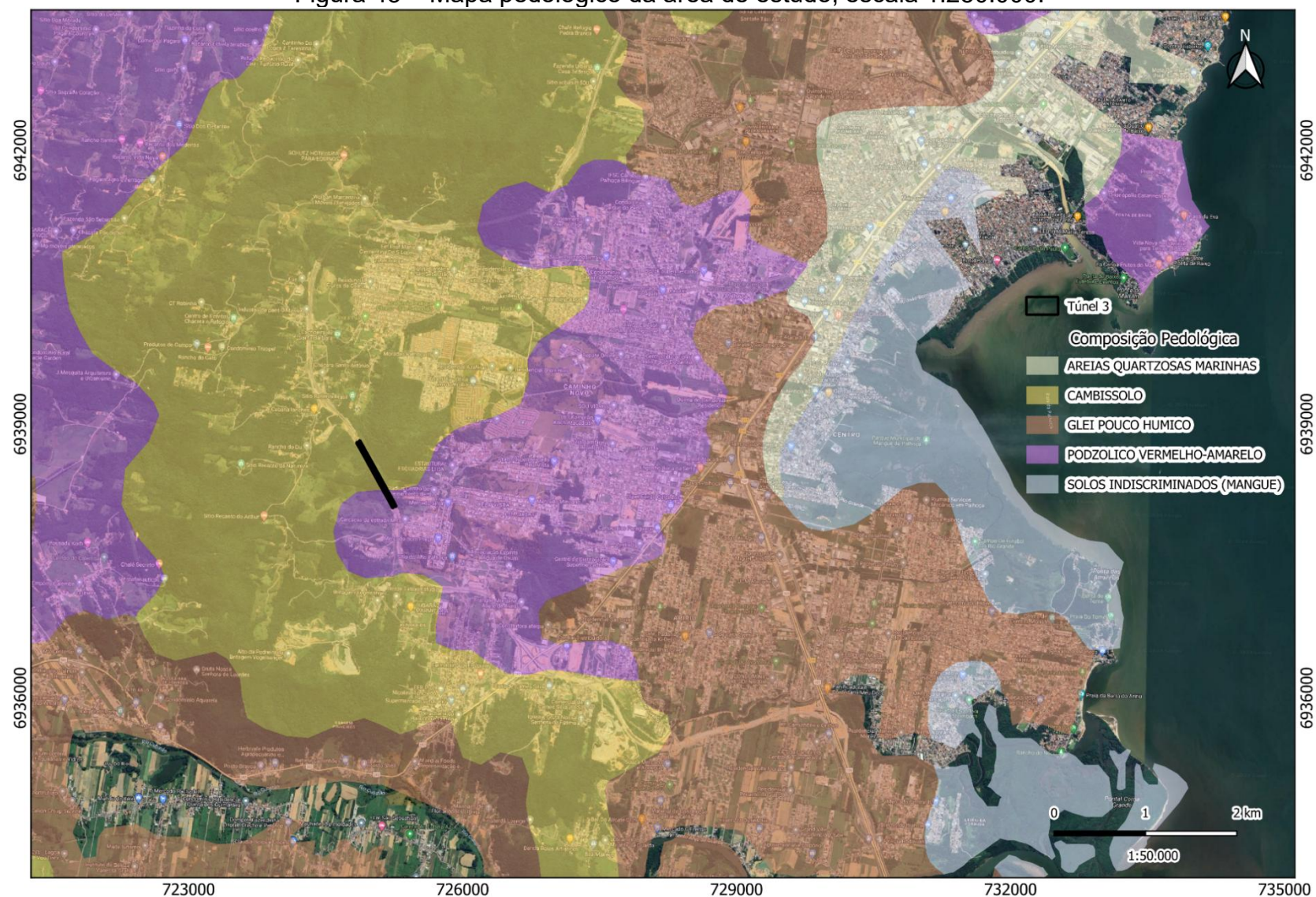
4.4 PEDOLOGIA

A área de estudo está inserida entre as unidades Cambissolo e Podzólico Vermelho-Amarelo, de acordo com o levantamento de solos do estado de Santa Catarina da Embrapa, Potter *et al.* (2004), em escala 1:250.000, conforme a Figura 43.

A unidade Cambissolo, segundo o sistema brasileiro de classificação dos solos, Santos *et al.* (2006), possui como característica principal o pouco desenvolvimento, formando um horizonte B incipiente, podendo ser arenoso a argiloso, seguido de um horizonte superficial de qualquer natureza. São solos constituídos de material mineral que devido a heterogeneidade da rocha de origem, relevo e clima, suas características podem variar bastante de uma região para outra. A pedogênese deste tipo de solo é pouco desenvolvida devido ao aparecimento da estrutura do solo, mas ainda assim, ocorrem casos onde existe quase a ausência da estrutura da rocha ou estratificação de sedimentos.

Por outro lado, os solos do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo, classificados como Argissolos Santos *et al.* (2006), são diferenciados dos Cambissolos principalmente pela presença de um horizonte B com textura média a muito argilosa, comumente chamados de horizonte B textural, de cores avermelhadas ou amareladas, o qual vem sempre logo abaixo do horizonte A. Os argissolos são comumente perfis de solos que sofreram lixiviação (lavagem do solo pelo escoamento de águas da chuva).

Figura 43 – Mapa pedológico da área de estudo, escala 1:250.000.



Fonte: Modificado de Embrapa (2004). Layout: Elaborado pela autora.

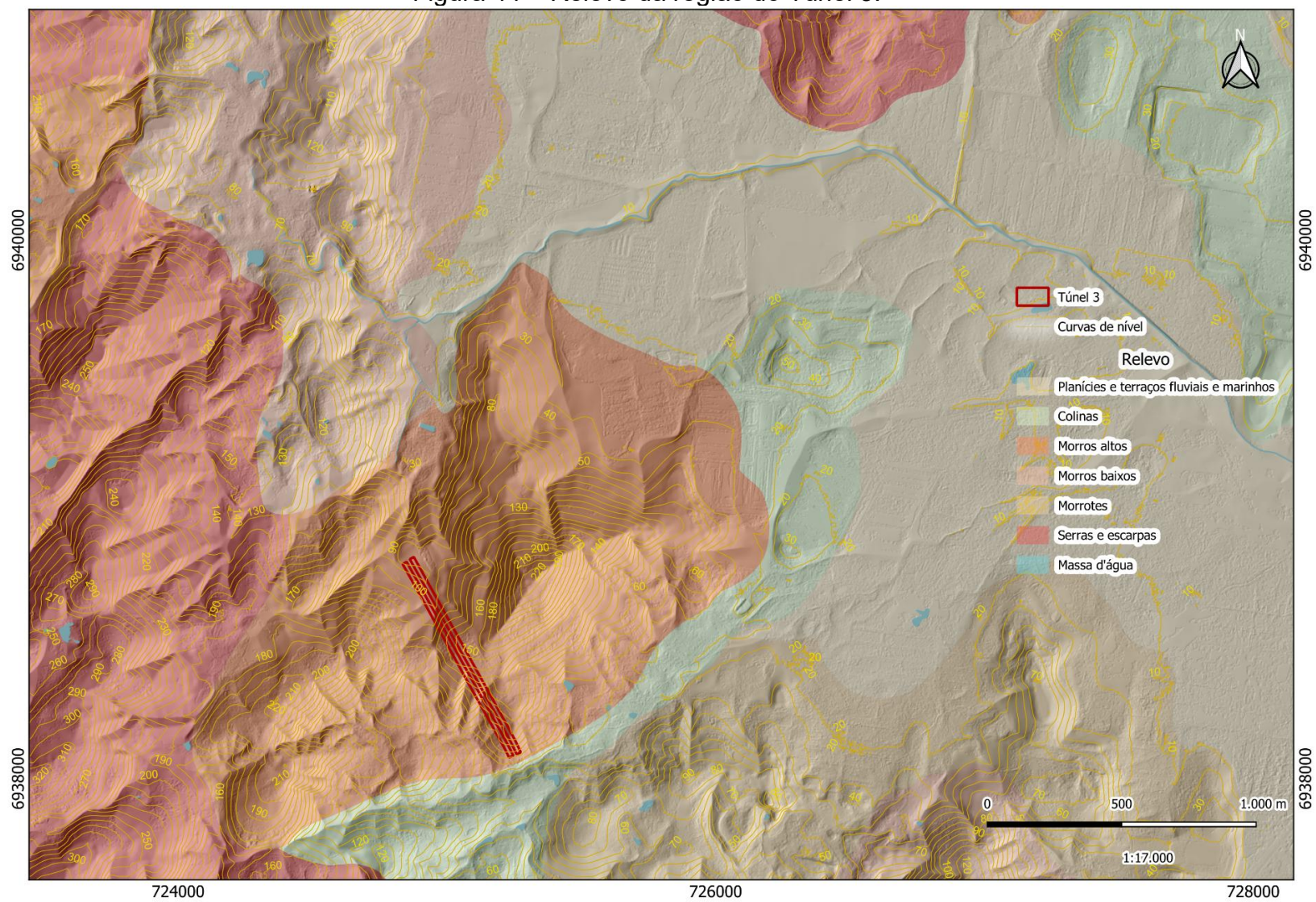
4.5 RELEVO

De acordo com o levantamento realizado pelo IPT (2015), o Túnel 3 está inserido em área caracterizada com relevo de morros altos. A região abrange Serras, morros altos e baixos, morrotes, colinas e planícies e terraços fluviais.

Segundo curvas de níveis geoprocessadas a partir do modelo digital de terreno, imagem matricial MDT-SG-22-Z-D-V-SOA-A, fornecida pela SDE (2010), em escala de 1:10.000 e resolução de 1 metro, a região do túnel 3 compreende variações topográficas, tendo a sua elevação mais baixa no início do emboque sul, com aproximadamente 50 metros de altitude e chegando a 150 metros de altitude na sua parte central. Assim que se aproxima do seu emboque norte, a altitude diminui e chega à próximo de 90 metros.

A Figura 44 apresenta a caracterização do relevo e altitude da região do Túnel 3.

Figura 44 – Relevo da região do Túnel 3.



Fonte: SDE (2010) e IPT (2015). Layout: Elaborado pela autora.

4.6 HIDROLOGIA

A região do Túnel 3 está inserida na região hidrográfica RH8 (Figura 45), localizada no litoral centro de Santa Catarina, segundo a classificação do Plano Estadual de Recursos Hídricos de Santa Catarina PERHSC (2018). A região RH8 engloba as bacias hidrográficas do Rio Biguaçu, Rio Cubatão Sul, Rio Tijucas e do Rio Madre, além da Ilha de Santa Catarina e bacias contíguas com sistemas de drenagem independentes.

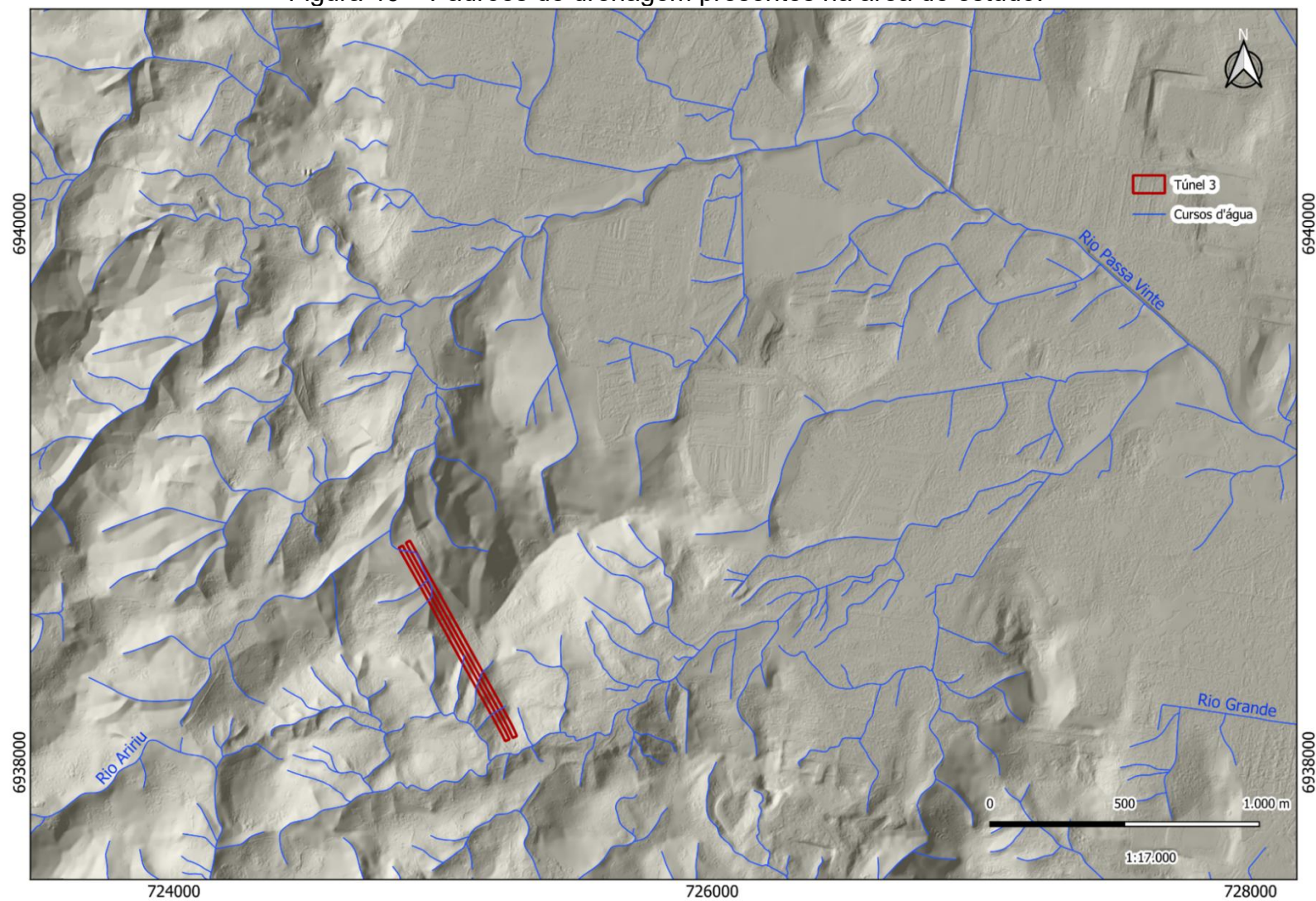
Figura 45 – Região Hidrográfica da área de estudo.



Fonte: PERHSC (2018).

A área de estudo está inserida na bacia contígua à bacia hidrográfica do Rio Cubatão, sendo seus cursos d'água caracterizados com padrão de drenagem dendrítico (Figura 46).

Figura 46 – Padrões de drenagem presentes na área de estudo.



Fonte: SDE (2010). Layout: Elaborado pela autora.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados e discussões referentes a compartimentação geomecânica de projeto, as características geológico-geotécnicas do maciço escavado, o modelo 3D de compartimentação geomecânica e o comparativo entre os resultados dos mapeamentos *in situ* pela equipe de ATO com os de projeto.

5.1 COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA DE PROJETO

As classes do maciço rochoso para as escavações do túnel foram definidas pela projetista com base na análise dos condicionantes de riscos geológicos, na integração dos elementos que compõem o modelo geológico estrutural e na incorporação das investigações realizadas ao projeto. A classificação geomecânica foi elaborada segundo as metodologias Q-System e RMR (*Rock Mass Rating*) e está apresentada nos Quadro 19 e Quadro 20.

Quadro 19 – Classes geomecânicas de projeto – Metodologia Q-System.

CLASSES	VALOR DO Q	DESCRIÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO
I	>60	Classe I
II	7 - 60	Classe II
III	0,7 - 7	Classe III
IV	0,1 – 0,7	Classe IV
V	<0,1	Classe V

Fonte: Projeto Executivo (2019).

Quadro 20 – Classes geomecânicas de projeto – Metodologia RMR.

CLASSES	RMR (<i>Rock Mass Rating</i>)	DESCRIÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO
I	80 - 100	Muito bom
II	61 – 80	Bom
III	41 – 60	Regular
IV	21 – 40	Ruim
V	< 20	Muito ruim

Fonte: Projeto Executivo (2019).

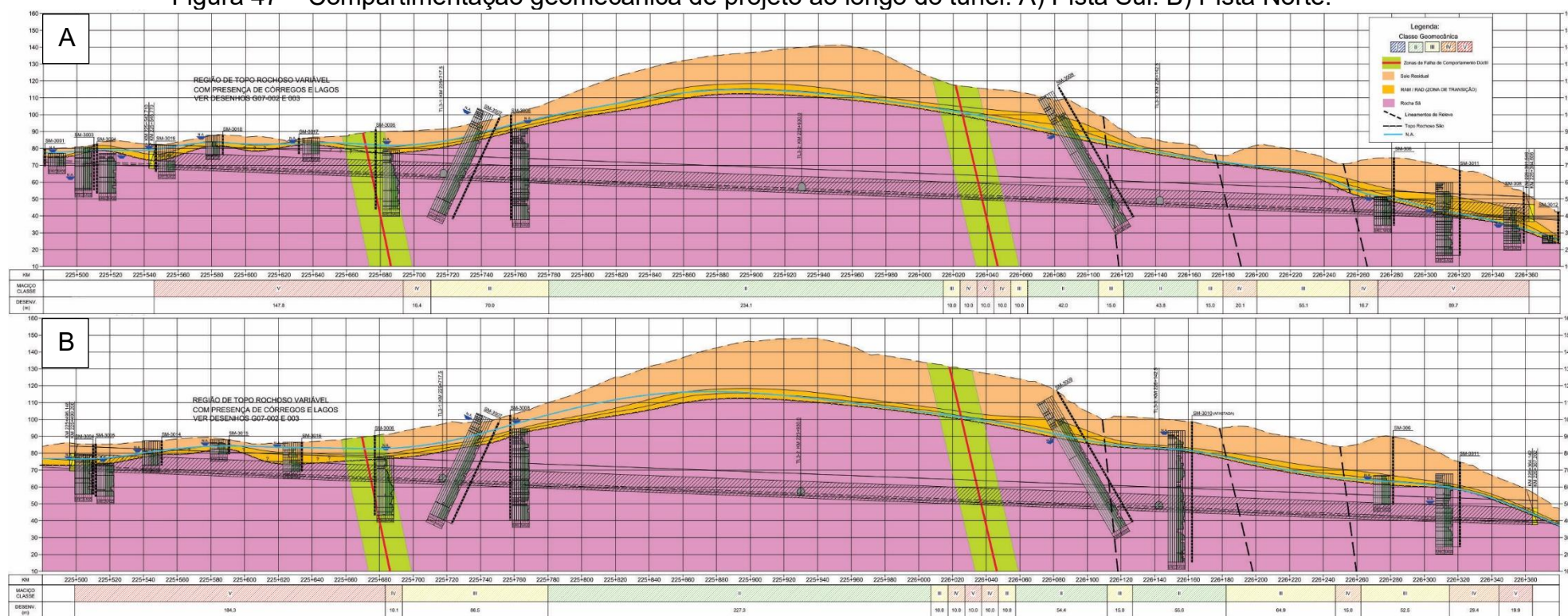
As tabelas a seguir mostram os percentuais previstos para cada classe do maciço rochoso e a Figura 47 a distribuição das classes geomecânicas ao longo do perfil longitudinal do túnel.

Tabela 1 – Percentuais das classes geomecânicas estimadas para ambas as pistas.

CLASSE	Valores de Q	Pista Norte	Pista Sul
I	>60	0,00%	0,00%
II	7 - 60	39,00%	39,20%
III	0,7 - 7	27,60%	21,50%
IV	0,1 – 0,7	8,60%	9,00%
V	<0,1	24,80%	30,40%

Fonte: Adaptado do Projeto Executivo (2019).

Figura 47 – Compartimentação geomecânica de projeto ao longo do túnel. A) Pista Sul. B) Pista Norte.



Fonte: Adaptado do Projeto Executivo (2018).

5.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO MACIÇO ESCAVADO

Serão apresentados neste tópico as descrições das características geológico-geotécnicas do maciço escavado durante a execução do túnel.

De acordo com os mapeamentos das frentes de escavação, a região do Túnel 3, situada aproximadamente entre as estacas 226+364 e 225+496 na pista norte, e entre as estacas 226+361 e 225+542 na pista sul, apresenta uma sequência de horizontes de alteração composta por solo residual jovem, derivado da decomposição de rochas granítico-gnáissicas a migmatíticas, nas proximidades dos dois emboques. A camada de solo residual varia de espessura ao longo do perfil do túnel, e esse horizonte geotécnico transiciona para rocha alterada mole (RAM) e, posteriormente, para rocha alterada dura (RAD), atingindo rochas classificadas como sãs na região central do túnel.

Ao longo do perfil dos túneis são interceptadas zonas de cisalhamento, às quais se associa uma intensificação na alteração do maciço. As unidades geológico-geotécnicas encontradas no Túnel 3, mapeadas durante a sua escavação, serão descritas a seguir.

5.2.1 Transição entre solo residual jovem, rocha alterada mole e rocha alterada dura

Na região do emboque sul, pista sul, até à estaca aproximada 226+327 observa-se a presença de solo residual com intercalação de rocha alterada mole a dura, além de presença de blocos de rocha pouco alterada na seção de escavação (Figura 48). Avançando para uma seção mista com rocha alterada dura a sã na fundação, rocha alterada mole e presença da camada de solo residual no teto da escavação.

Figura 48 – Seção de escavação da pista sul, emboque sul. Presença de solo residual no teto da escavação, contendo lentes quartzo-feldspáticas (félsicas), lentes micáceas (escuras) e lentes silte argilo-arenosas.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

Por outro lado, a pista norte do emboque sul e a pista sul do emboque norte não apresentaram a presença de solo residual jovem, sendo que, em ambos os casos, as escavações iniciaram em seção mista.

No emboque norte, pista norte, o início da escavação até a aproximadamente a estaca 225+514 apresenta ocorrência de solo residual no teto da seção. O solo residual ocorre intercalado com rocha alterada mole e rocha alterada dura, em seção de escavação mista, com rocha pouco alterada a sã na fundação.

Figura 49 – Escavação da pista norte, emboque norte, em seção mista, com presença de rocha pouco alterada a sã na base da escavação, graduando para rocha alterada mole e solo residual no topo da seção.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

O solo residual jovem encontrado no túnel 3 é caracterizado como material majoritariamente com boa coesão, solo de alteração de rocha granítica com feições gnáissico-migmatíticas preservadas. Composto por bandas silte argilo-arenosa micácea, contendo quartzo, feldspato, biotita e minerais máficos, coloração cinza amarelada, avermelhada a variegada, bandas de areia silto-argilosa ricas em minerais félsicos, quartzo e feldspatos e bandas silte argilosas com concentração de minerais máficos, coloração cinza esverdeada.

A presença de estruturas reliquias como feições gnáissicas a migmatíticas é concordante com as estruturas presentes na unidade geológica Complexo Águas Mornas, descrita no mapa 1:500.000 de *Wildner et al.* (2014) e apresentado na Figura 24.

Os solos residuais apresentaram caulinização e cloritização como produtos de alteração, concordante com os minerais de alteração observados nas descrições microscópicas 3004 e 3011 (tópicos 4.3.1 e 4.3.2), e deslocamentos localizados condicionados por fraturas reliquias.

Entre as unidades de solo residual jovem e rocha pouco alterada a sã, verifica-se uma transição de rocha caracterizada por diferentes níveis de alteração. O horizonte de transição do maciço em solo para rochas competentes apresenta pequena extensão. Em pequenas áreas escavadas, se caracteriza como maciço rochoso com passagens de alteração.

Na pista sul, emboque sul, na região compreendida entre as estacas aproximadas 226+328 a 226+230, predomina a ocorrência de rocha alterada mole no teto da escavação graduando para rocha alterada dura a pouco alterada, a partir da parede direita, estendendo-se gradualmente para toda a seção.

Figura 50 – Escavação em seção mista na pista sul, emboque sul. Presença de rocha pouco alterada a sã na base da escavação, graduando para rocha alterada dura a rocha alterada mole no teto da seção.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

Na pista norte, emboque sul, a rocha alterada mole se estende desde a região do emboque do túnel até aproximadamente à estaca 226+343. A transição de seção mista para pouco alterada a sã, da fundação para o teto, ocorre em trechos de curta extensão escavada, conforme previsto no perfil longitudinal de projeto (Figura 47).

Figura 51 – Escavação na região do emboque sul, pista norte em seção mista com presença de rocha alterada mole intercalada com blocos de rocha alterada dura a sã por toda a seção.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

Figura 52 – Escavação do emboque sul, pista norte, em seção mista com transição de rocha pouco alterada a sã na base da escavação para rocha alterada dura a rocha alterada mole no teto da seção.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

No emboque norte, a extensão de rocha alterada mole a rocha alterada dura é menor. Na pista sul, a escavação inicia-se com presença de fundação em rocha pouco alterada a dura e rocha alterada mole somente no teto. Em poucos metros escavados, aproximadamente na estaca 225+553, a seção é composta totalmente por rocha alterada dura a pouco alterada a sã.

Na pista norte, as extensões dos níveis de alteração de rocha são de aproximadamente 19 metros, entre as estacas aproximadas 225+514 a 225+533, onde a seção é composta por rocha pouco alterada a sã com presença de transição próxima do teto para rocha alterada mole.

Figura 53 – Escavação do emboque norte, pista sul. Presença de fundação em rocha alterada dura a pouco alterada com rocha alterada mole no teto da seção.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

Figura 54 – Frente de escavação emboque norte, pista norte, em seção mista com fundação em rocha pouco alterada e rocha alterada mole no teto.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

5.2.2 Maciço rochoso pouco alterado a são

O túnel 3 apresenta escavações em maciço rochoso caracterizado como pouco alterado a são, em sua maioria, entre as estacas 226+230 a 225+553 na pista sul e 226+343 a 225+533 na pista norte. A unidade geológica é caracterizada como pertencente ao Complexo Águas Mornas – Acam, em acordo com o mapa geológico em escala 1:500.000 *Wildner et al.* (2014) apresentado na Figura 24.

O maciço rochoso é composto por granitóides deformados com estruturas gnáissicas a migmatíticas macroscópicas, conforme foi possível identificar na descrição dos testemunhos de sondagens SM-3004 e SM-3011 (Figura 26 e Figura 27). Acredita-se que as amostras 4 e 5 (Tópicos 4.3.1 e 4.3.2) não representem a estrutura gnaiss e/ou migmatítica do maciço principalmente devido à restrição de escala, com uma porção não representativa da amostra.

Composicionalmente a unidade é muito diversificada, com presença de uma sequência de gnaisses dioríticos a tonalíticos com textura inequigranular, granulação média a fina com orientação de cristais máficos ao longo de faixas a bandas, bandamentos gnáissicos e gnaisses granodioríticos a graníticos com variação textural, de inequigranular fina a média a porfirítica com megacristais de K-feldspato e quartzo. Além da argilização e clorita como minerais de alteração, detectados nas descrições microscópicas das amostras 4 e 5, foi também possível identificar carbonato como mineral de alteração.

Figura 55 – Frente de escavação em rocha sã, com estrutura migmatítica.



Fonte: Base de dados equipe de ATO Maffei Engenharia (2022).

5.2.3 Zonas de cisalhamento

Nas seções em rocha, foram identificadas zonas de cisalhamento subverticais, com espessura variada, milimétrica a decimétrica, compostas por rocha alterada mole com intercalação de rocha alterada dura oxidada, muito fragmentada de diferentes composições e níveis de alteração e deformação. Associadas as zonas de cisalhamento, presença de estrias de fricção e aumento do grau de fraturamento do maciço.

A pista sul interceptou uma zona de cisalhamento entre as estacas aproximadas 226+001 a 226+012 (Figura 56). Enquanto que na pista norte, foi interceptada zona de cisalhamento na estaca 225+680 a 225+718 (Figura 57).

As zonas de cisalhamento apresentaram intercalação entre rocha alterada dura, fragmentada e superfícies de fraturas preenchidas por material areno-argiloso com argila marrom avermelhada e cinza esverdeada, o que se associa a argilização do plagioclásio e a alteração da biotita para clorita, previstas na descrição mineração das amostras 4 e 5 (Tópicos 4.3.1 e 4.3.2).

A direção das fraturas subverticais associadas a presença de preenchimento argiloso e rocha fragmentada geravam deslocamentos de rocha e prejudicavam a geometria de escavação. Os deslocamentos apresentaram maiores proporções com o aumento da espessura de material mole e de pequenos blocos lamelares, derivados da estrutura marcante, com preenchimento de material argiloso.

Figura 56 – Frente de escavação estaca aproximada 226+012, pista sul, com presença de zona de cisalhamento subvertical, N311/66, com intercalação de rocha alterada dura e alterada mole com preenchimento argiloso.



Fonte: Banco de dados equipe de ATO Maffei Engenharia.

Figura 57 – Frente de escavação estaca aproximada 225+689, pista norte, com presença de zona de cisalhamento com intercalação de rocha alterada mole e rocha alterada dura fragmentada, oxidada e com preenchimento argiloso avermelhado nas superfícies das fraturas. Presença de gotejamento de água.



Fonte: Banco de dados equipe de ATO Maffei Engenharia.

5.3 MODELAGEM 3D DA COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA

Serão apresentados a seguir os valores dos parâmetros dos 641 mapeamentos das frentes de escavações inseridos no modelo tridimensional. As análises serão realizadas com base nas representações extraídas do *LeapFrog Works*, no qual os dados foram incorporados para demonstrar a sua distribuição espacial.

5.3.1 Designação da qualidade da rocha – RQD

O parâmetro RQD variou de 20 a 100, classificando a qualidade do maciço rochoso escavado como pobre a razoável nas regiões dos emboques (30 a 60), e de razoável a excelente na região central do túnel (60 a 100).

Em termos percentuais, na pista norte, 64,59% do material escavado apresentou RQD na faixa de 80 a 90, indicando boa qualidade, enquanto 15,35% foi classificado como de qualidade pobre (30 a 40). Na pista sul, a maior parte do material escavado foi classificada como de razoável a boa, enquanto 29,04% apresentou qualidade pobre (30 a 40). Esses valores são detalhados na planilha a seguir e na distribuição espacial apresentada na Figura 58.

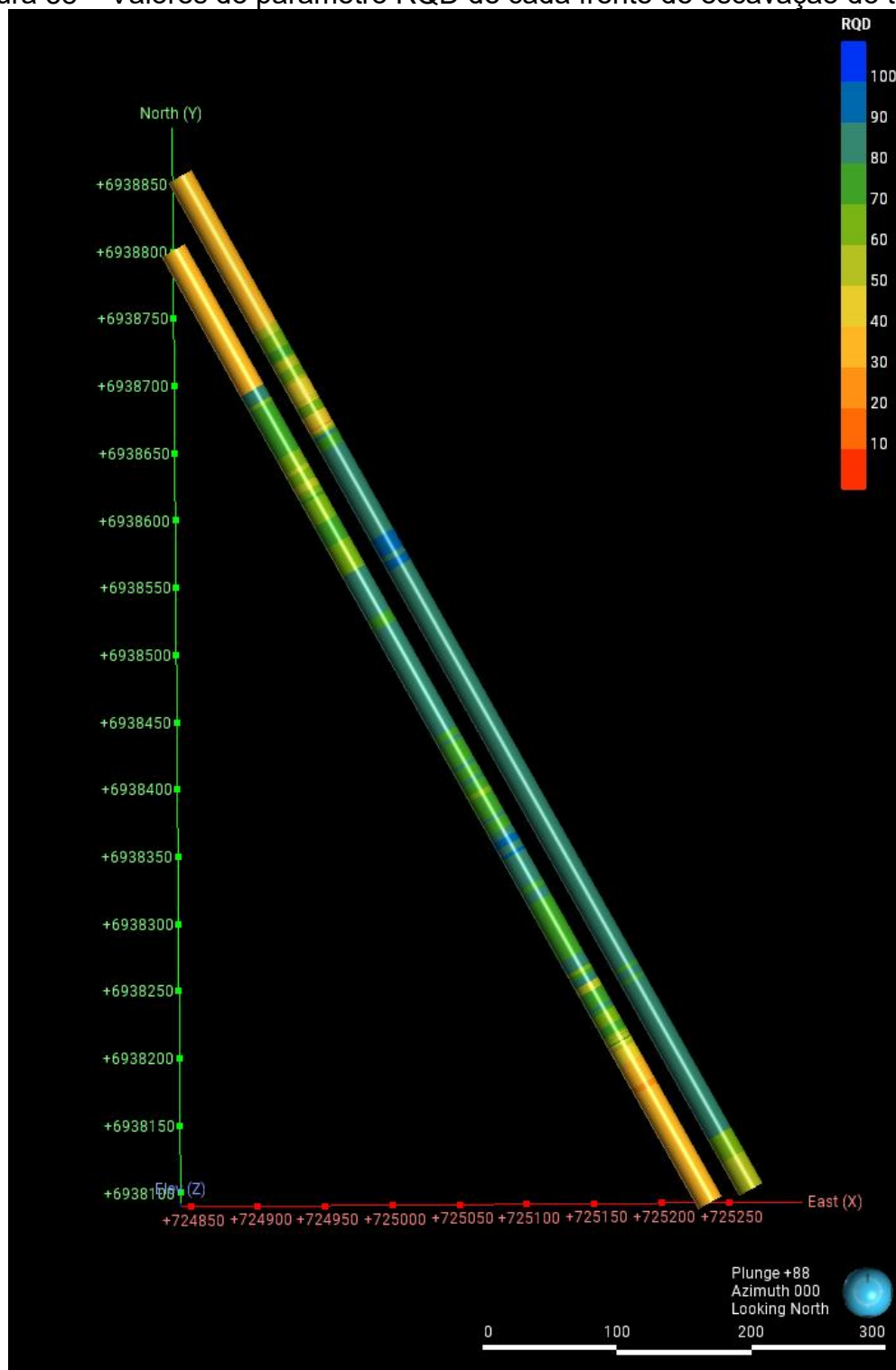
Tabela 2 – Percentuais do parâmetro RQD.

RQD		
Valores	Pista Norte (%)	Pista Sul (%)
0 - 10	0,00%	0,00%
10 - 20	0,00%	0,00%
20 - 30	0,09%	0,58%
30 - 40	15,35%	29,04%
40 - 50	3,14%	1,71%
50 - 60	5,63%	2,80%
60 - 70	6,01%	11,38%
70 - 80	2,64%	27,06%
80 - 90	64,59%	26,38%
90 - 100	2,55%	1,04%

Fonte: Elaborado pela autora.

As regiões classificadas como pobres, com baixos valores de RQD, são as dos emboques e as zonas de cisalhamento, pelo aumento do grau de fraturamento do maciço nessas regiões (Tópico 5.2.3).

Figura 58 – Valores do parâmetro RQD de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.2 Número de família de juntas – Jn

O parâmetro Jn variou de 6 a 15 em ambas as pistas, representando desde a presença de duas famílias de descontinuidades mais aleatórias até quatro ou mais

sistemas de descontinuidades mais aleatórias (indicando um maciço muito fraturado). Na região dos emboques, conforme evidenciado na representação visual da Figura 59, os valores são predominantemente mais elevados, atingindo o valor 15. Na parte central do túnel, observa-se uma intercalação de valores entre 9 e 12, com menores proporções na faixa de 6 a 9.

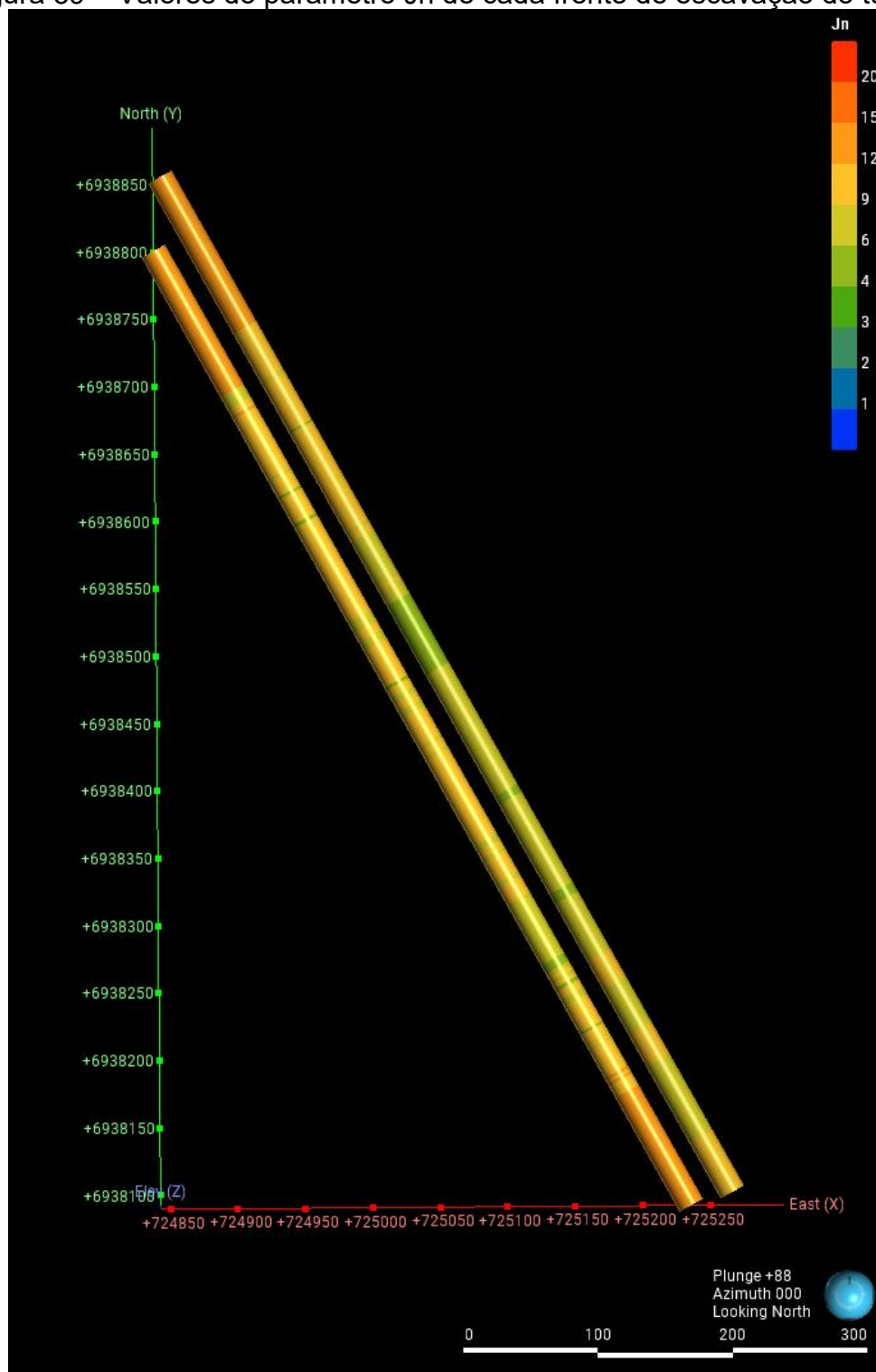
Em termos percentuais, na pista norte, 44,82% do maciço foi caracterizado pela presença de três sistemas de descontinuidades, enquanto na pista sul o maior percentual foi o de três sistemas de descontinuidades mais aleatórias, com o total de 54,48%. A presença de dois sistemas de descontinuidades mais aleatórias ocorreu em menores proporções, representando 8,73% na pista norte e 2,47% na pista sul. Esses valores são detalhados na Tabela 3.

Tabela 3 – Percentuais do parâmetro Jn.

Jn		
Valores	Pista Norte (%)	Pista Sul (%)
1.0	0,00%	0,00%
2.0	0,00%	0,00%
3.0	0,00%	0,00%
4.0	0,00%	0,00%
6.0	8,73%	2,47%
9.0	44,82%	15,35%
12.0	31,29%	54,48%
15.0	14,77%	27,69%
20.0	0,00%	0,00%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 59 – Valores do parâmetro Jn de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.3 Número da rugosidade das juntas – Jr

O parâmetro Jn variou de 1 a 4 na pista norte e de 1 a 3 na pista sul. Na região dos emboques, de baixa cobertura, observa-se a predominância de

descontinuidades contendo argilominerais em espessura suficiente para impedir o contato entre as paredes (1,0), lisas ou planas. Na região central do túnel, de maior cobertura e presença de maciço rochoso pouco alterado a são, há uma predominância de descontinuidades onduladas com superfícies rugosas ou irregulares.

Em termos percentuais, a maior ocorrência corresponde a frentes de escavações com paredes com menos de 10cm de cisalhamento contendo superfícies rugosas ou irregulares e onduladas, representando 48,56% na pista norte e 41,90% na pista sul. Essas regiões estão associadas a boa qualidade do maciço rochoso escavado em toda a região central do túnel (Tópico 5.2.2).

A região dos emboques e das zonas de cisalhamento, principalmente, contribuíram para os percentuais de 23,06%, na pista norte, e 36,73% para zonas contendo argilominerais/material mole/muito fragmentado com espessura suficiente para impedir contato entre as paredes.

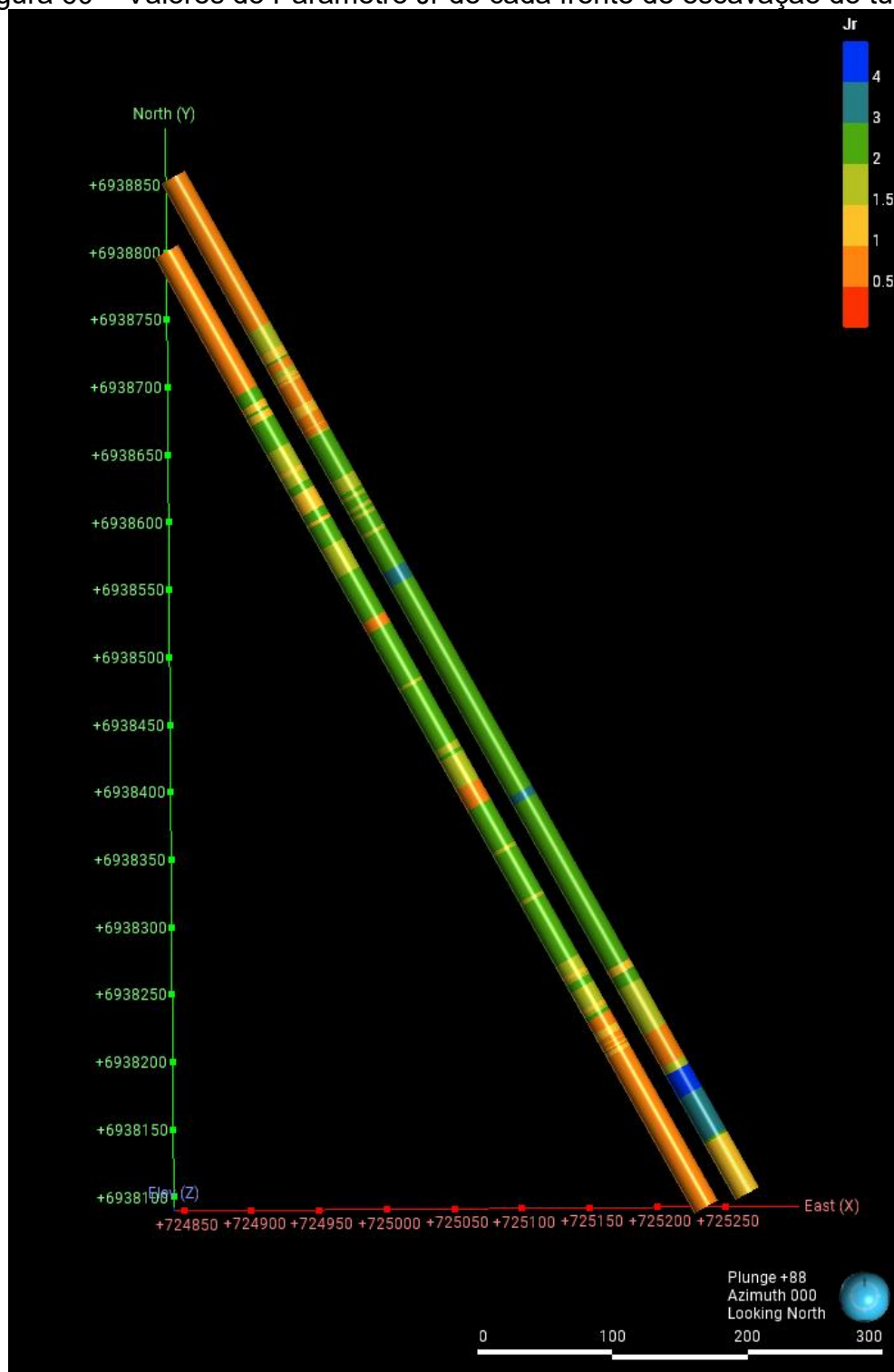
Os menores percentuais referem-se à presença de juntas descontínuas, que ocorrem em 6,41% do maciço na pista norte e estão ausentes na pista sul. Nesta última, o menor percentual corresponde à presença descontinuidades onduladas ou planas, sem contato ou com menos de 10cm de cisalhamento entre as paredes e com suas superfícies contendo estrias de fricção, rugosas ou irregulares e onduladas ou planas, com 6,25%. Esses valores estão detalhados na Tabela 4 e na distribuição espacial apresentada na Figura 60.

Tabela 4 – Percentuais do parâmetro Jr.

Jr		
Valores	Pista Norte (%)	Pista Sul (%)
0.5	0,00%	0,00%
1.0	23,06%	36,73%
1.5	8,84%	6,25%
2.0	13,12%	15,12%
3.0	48,56%	41,90%
4.0	6,41%	0,00%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 60 – Valores do Parâmetro Jr de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.4 Número de alteração das juntas – Ja

A análise quantitativa do parâmetro Ja revelou características similares entre as pistas norte e sul. Na pista norte, observou-se que 92,68% do maciço escavado

apresentou contato entre as paredes sem película ou paredes com menos de 10cm de cisalhamento e pista sul, 93,33% do maciço. Analisando as características dos materiais de preenchimento, na pista norte a maior ocorrência é de paredes sãs com superfícies descoloridas somente, enquanto que a pista sul apresenta distribuição parecida de percentuais com variação de paredes sãs a paredes com preenchimento mineral fino.

Além disso, foram identificadas regiões com valores entre 6 e 8, o que caracteriza zonas ou bandas de rocha desintegrada e fragmentada, preenchidas por material argiloso com distintos graus de consolidação e espessuras variáveis. Essa classificação está associada as zonas de cisalhamento interceptadas em ambas as pistas (Tópico 5.2.3). A ocorrência dessas zonas foi de 6,66% na pista norte e 7,04% na pista sul.

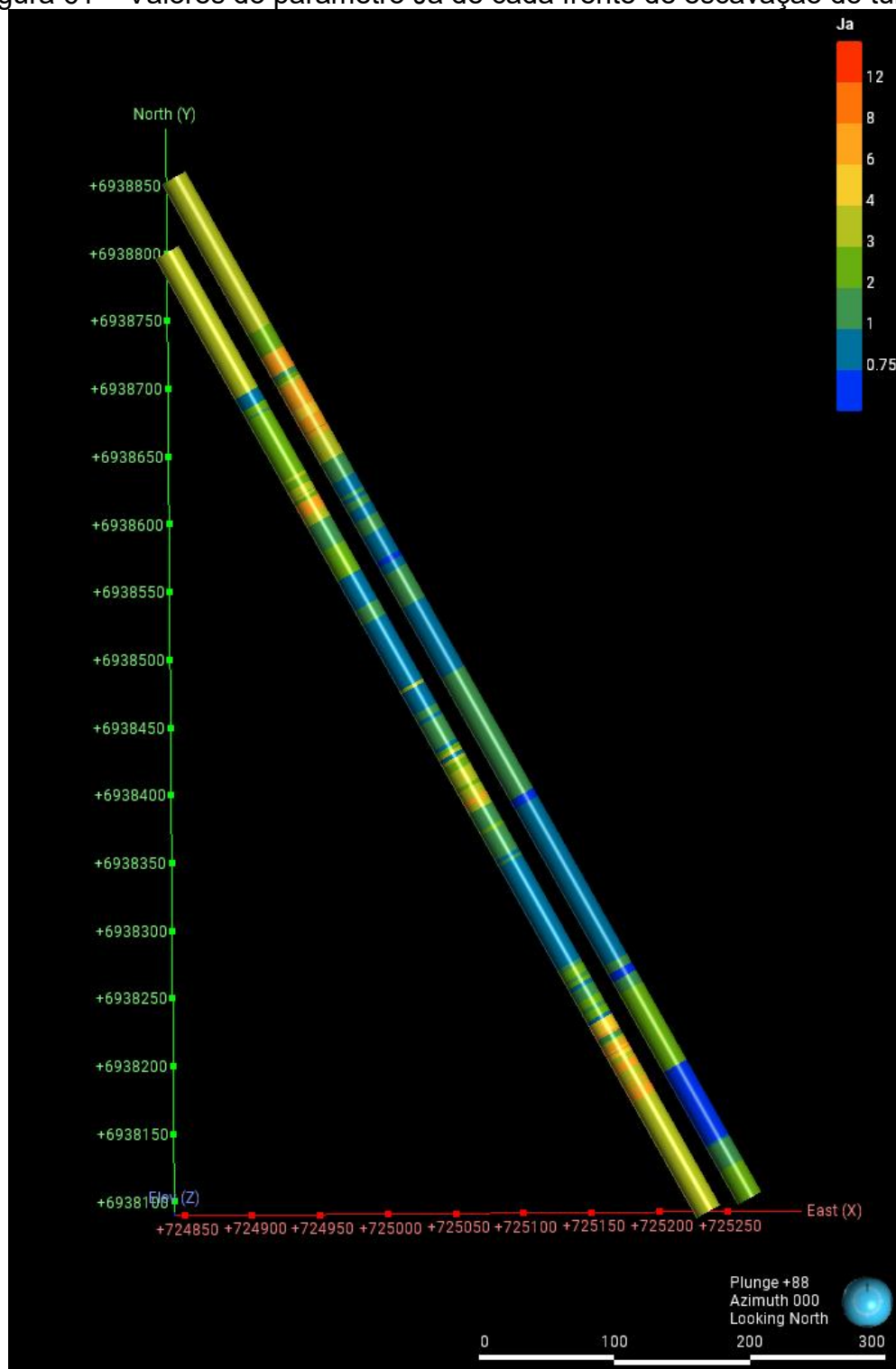
A distribuição espacial e a frequência dessas características são detalhadas na Figura 61 e na Tabela 5.

Tabela 5 – Percentuais para o parâmetro Ja.

Ja		
Valores	Pista Norte (%)	Pista Sul (%)
0.75	9,26%	13,04%
1.0	28,36%	13,31%
2.0	24,28%	15,34%
3.0	13,51%	15,80%
4.0	17,92%	35,20%
6.0	0,95%	1,80%
8.0	5,71%	5,24%
12.0	0,00%	0,00%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 61 – Valores do parâmetro Ja de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.5 Fator de redução de água – Jw

A análise quantitativa do parâmetro Jw apresenta, em ambas as pistas, a predominância do valor 1, que representa uma escavação seca ou com presença de

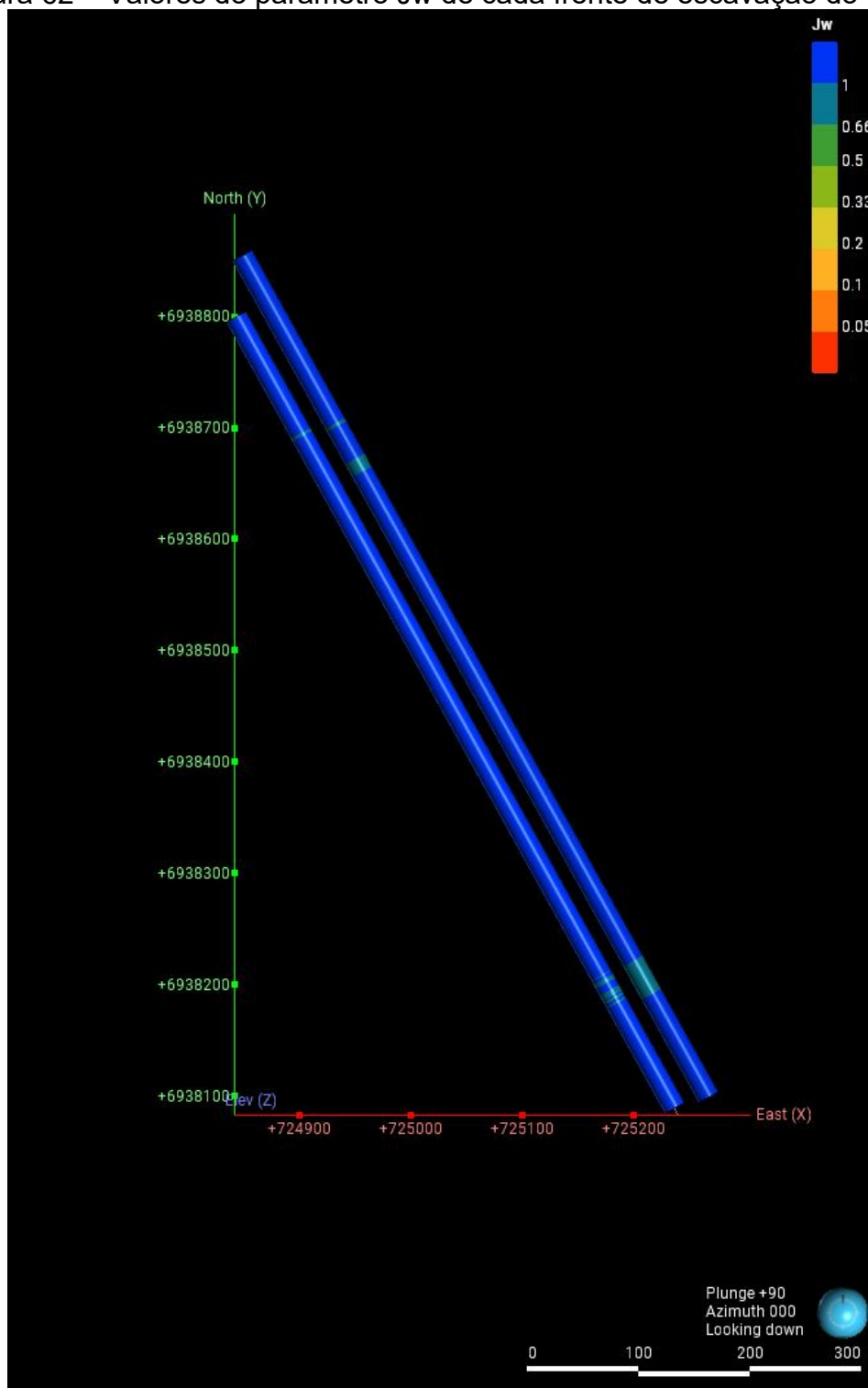
fluxo pequeno de água (umidade ou gotejamento) e em menor proporção, 0,66, que caracteriza médio fluxo de água, que pode levar a lixiviação do preenchimento das descontinuidades. Em percentuais, na pista sul observou-se que 94,16% das escavações foram realizadas em condições secas ou com presença de umidade ou gotejamento e 5,84% com médio fluxo de água, enquanto que na pista norte os percentuais são de 97,69% e 2,31%, respectivamente. A distribuição espacial e a frequência dessas características são detalhadas na Figura 62 e na Tabela 6.

Tabela 6 – Percentuais do parâmetro J_w .

J_w		
Valores	Pista Norte (%)	Pista Sul (%)
1.0	97,69%	94,16%
0.66	2,31%	5,84%
0.5	0,00%	0,00%
0.33	0,00%	0,00%
0.2-0.1	0,00%	0,00%
0.1-0.05	0,00%	0,00%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 62 – Valores do parâmetro Jw de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.6 Fator de redução de tensão – SRF

O parâmetro SRF demonstrou uma variabilidade significativa ao longo das escavações e entre as pistas norte e sul. Na região dos emboques, para ambas as

pistas, foi atribuído um valor de 7,5, indicativo de um maciço caracterizado por múltiplas zonas de cisalhamento ou zonas de fraqueza, propensas à queda de blocos de rocha. Esta classificação está associada ao perfil de alteração da região, o qual apresenta baixa cobertura rochosa e alívio de tensões no maciço.

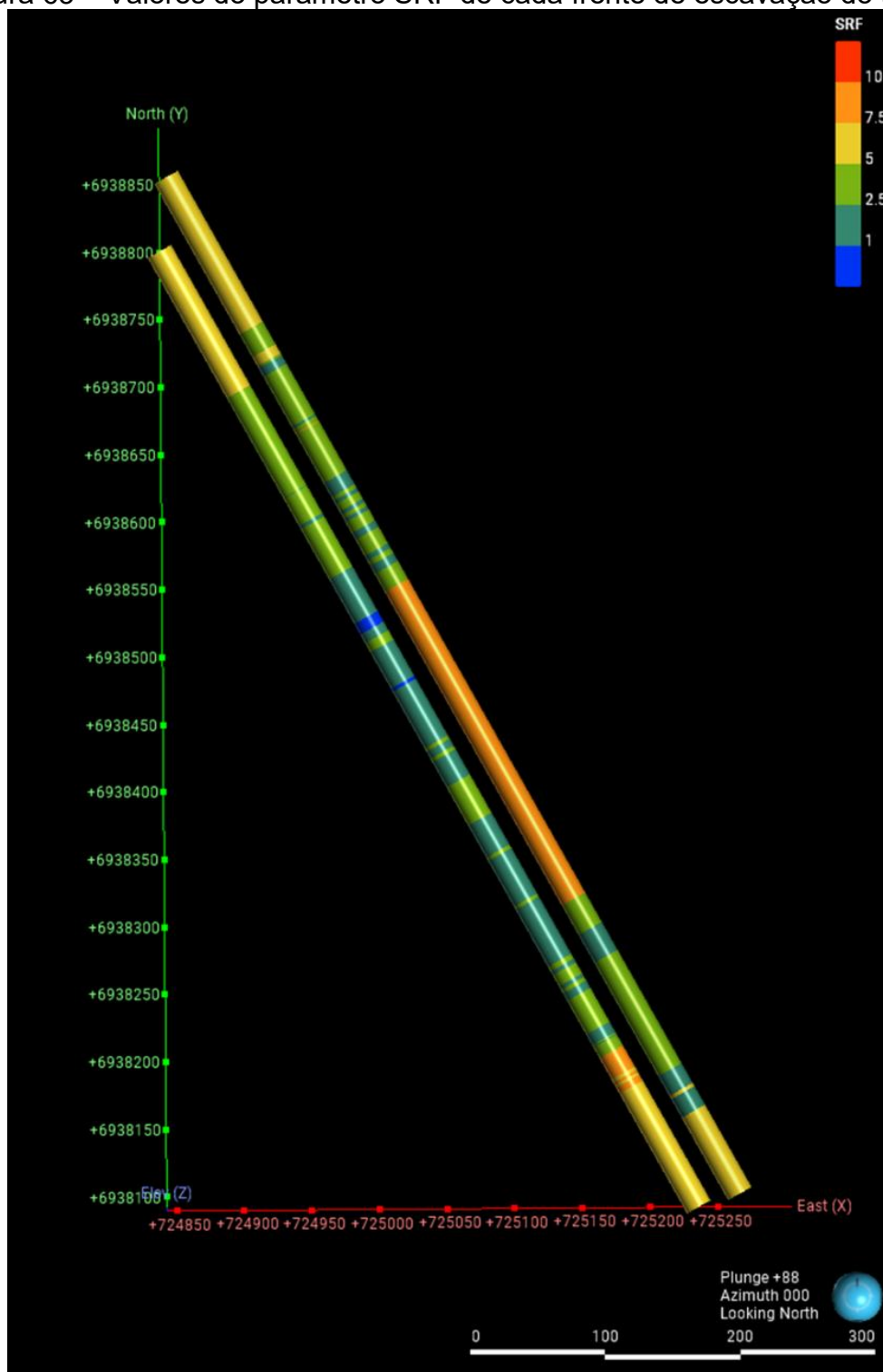
Na parte central do túnel, a pista norte apresentou predominância de valores de SRF 10. Esta região central é mapeada em rocha sã, com estruturas migmatíticas RQD de excelente qualidade, com paredes das descontinuidades em contato ou com preenchimento fino, e está localizada na região de maior cobertura rochosa da escavação, conforme perfil longitudinal da Figura 47. Esta classificação está associada a relatos frequentes nos mapeamentos das frentes de escavação de estalos na rocha, os quais remetem a problemas de tensões no maciço rochoso. A distribuição espacial e a variação dos valores de SRF são apresentadas na Tabela 7 e Figura 63.

Tabela 7 – Percentuais dos valores de SRF.

Valores	SRF	
	Pista Norte (%)	Pista Sul (%)
1.0	0,00%	1,43%
2.5	11,85%	35,84%
5.0	32,89%	31,63%
7.5	24,43%	28,02%
10	30,82%	3,09%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 63 – Valores do parâmetro SRF de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

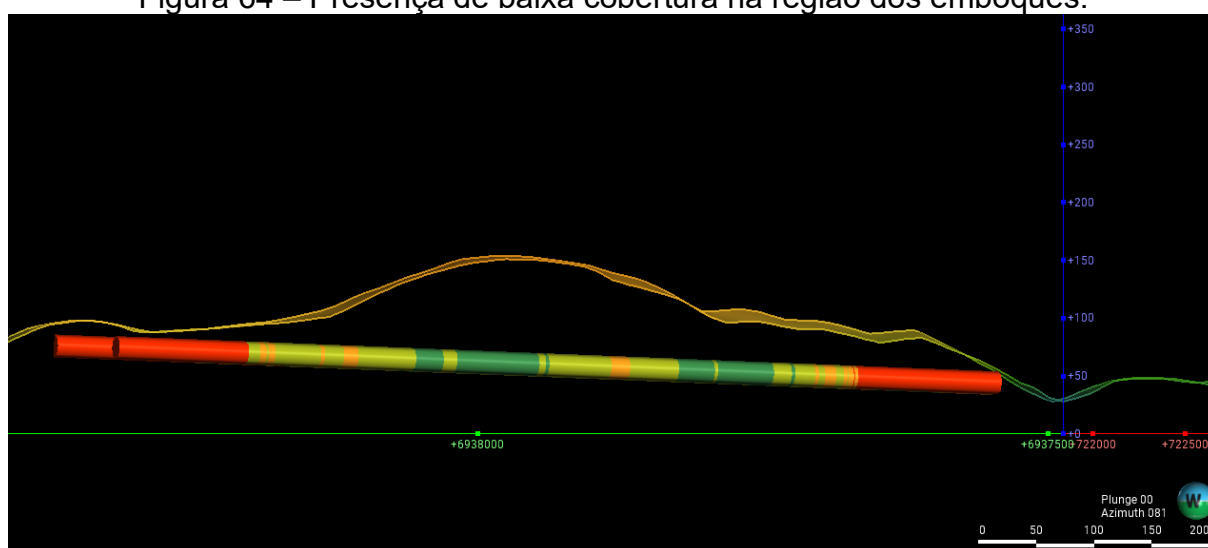
5.3.7 Análise do Índice Q

A análise dos valores de Q, obtidos a partir dos parâmetros RQD, Jn, Jr, Ja, Jw e SRF, em conformidade com os critérios da metodologia proposta (NGI, 2002) e

com os parâmetros de projeto estabelecidos, revelou uma variabilidade significativa na qualidade do maciço ao longo do túnel.

Na região dos emboques, observou-se a predominância de maciço com qualidade muito ruim (Classe V), e valores de Q inferiores a 0,1, com exceção do emboque sul da pista norte. Este último apresentou valores de Q entre 0,1 e 0,7, caracterizando a região como de qualidade ruim (Classe IV). Este fator está diretamente associado a presença de baixa cobertura nestas regiões, conforme foi possível visualizar na modelagem da Figura 64.

Figura 64 – Presença de baixa cobertura na região dos emboques.



Fonte: Elaborado pela autora.

A região com presença de zona de cisalhamento na pista norte (Figura 57), estacas 225+680 a 225+718, foi classificada como de qualidade muito ruim, correspondente à Classe V do sistema de classificação Q, o que corrobora a afirmação de Gattinoni (2016), segundo a qual, em áreas de falhas ou zonas de cisalhamento, as rochas encontram-se intensamente fraturadas, comportando-se, portanto, como um solo.

Por outro lado, a seção da pista sul que também intercepta uma zona de cisalhamento (Figura 56), entre as estacas aproximadas 226+001 e 226+012, foi classificada como de qualidade ruim. As principais diferenças, em relação à classificação do material da pista norte, residem nos maiores valores de RQD e na menor espessura do material de preenchimento entre as fraturas, inferior a 10

centímetros. Essas características indicam uma condição geomecânica relativamente menos degradada, com maior integridade estrutural do maciço.

Em contrapartida, a região central do túnel demonstrou uma variação mais ampla e de melhor qualidade do maciço, abrangendo as Classes IV, III e II, com valores de Q entre 0,1 e 60. Houve predominância da Classe III, indicativa de um maciço rochoso de qualidade regular. Intercalados à Classe III, foram identificados trechos classificados como Classe II (boa qualidade) e, em intervalos mais restritos, Classe IV.

As baixas classes geomecânicas atribuídas às regiões dos emboques e de regiões de cisalhamento são similares às indicadas por Pipper *et al.* (2025) e Santos e Campanha (2025) nas regiões de baixa cobertura e de instabilidades causadas por estruturas de orientação subvertical e presença de descontinuidades abertas. Além disso, as regiões de maiores coberturas e menor heterogeneidade e alteração do maciço também foram classificadas como de melhor qualidade geomecânica.

Apesar de não ter sido o foco deste trabalho apresentar a caracterização estrutural detalhada ao longo do túnel, a avaliação das condições geomecânicas foi fundamentada na aplicação do sistema Q, que incorpora parâmetros representativos das características estruturais do maciço rochoso. O índice RQD e o parâmetro Jn fornecem uma estimativa indireta da densidade e da orientação das fraturas e, em consonância com Christofolleti (2014) e conforme proposto por Barton *et al.* (1974), os parâmetros Jr e Ja, que expressam a qualidade das superfícies das descontinuidades, consideraram o conjunto de descontinuidades mais desfavorável para a estabilidade do maciço.

Ressalta-se que a caracterização estrutural desempenha um papel fundamental na concepção e na execução de túneis em rocha, pois influencia diretamente o comportamento mecânico do maciço, condicionando a estabilidade, a orientação e o dimensionamento das escavações, bem como a escolha e o posicionamento adequado dos sistemas de suporte. A compreensão das estruturas geológicas presentes, como fraturas, zonas de cisalhamento e planos de fraqueza, é essencial para a mitigação de riscos e para a segurança da obra.

Cabe destacar que, embora os estereogramas não tenham sido apresentados neste trabalho, foi realizado mapeamento estrutural de detalhe durante a fase de projeto, bem como pela equipe de ATO durante a sua execução, proporcionando informações relevantes para o adequado entendimento das

condições estruturais e para a definição das medidas de estabilização necessárias ao longo do túnel.

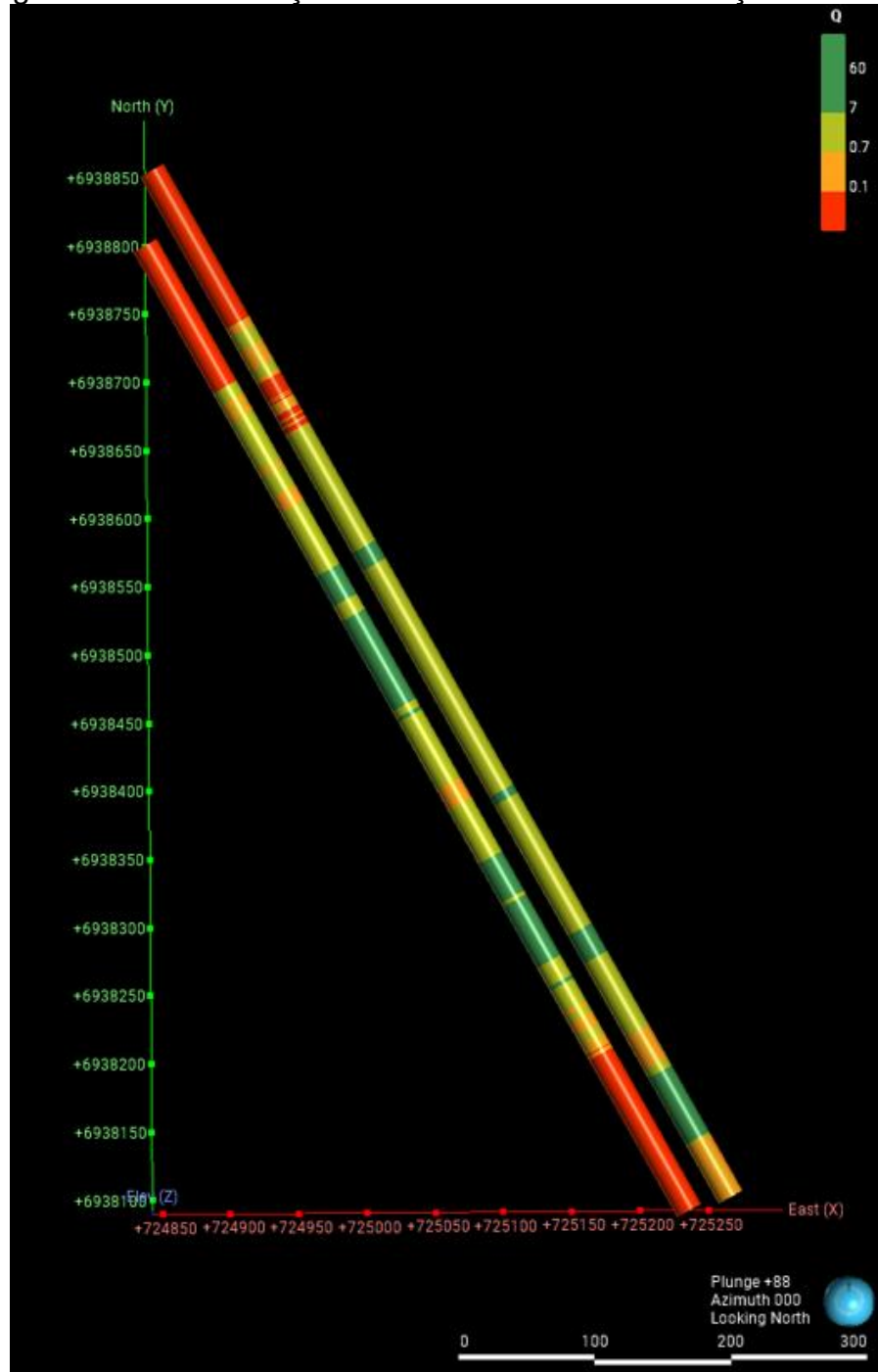
A distribuição espacial e a variação dos valores da classificação Q, são detalhadas na Tabela 8 e na Figura 65.

Tabela 8 – Percentuais dos valores de Q e das classes geomecânicas atribuídas ao túnel.

CLASSE	Valores de Q	Pista Norte	Pista Sul
I	>60	0,00%	0,00%
II	7 - 60	11,75%	23,50%
III	0,7 - 7	56,27%	36,58%
IV	0,1 – 0,7	15,26%	8,70%
V	<0,1	16,72%	31,22%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 65 – Classificação Q de cada frente de escavação do túnel.



Fonte: Elaborado pela autora.

5.4 COMPARAÇÃO ENTRE A CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE PROJETO E A EXECUTADA

A comparação entre os dados de compartimentação geomecânica previstos em projeto e os resultados obtidos pela equipe de ATO, por meio da análise do

índice Q, revelou discrepâncias na distribuição percentual e na extensão das classes geomecânicas ao longo das pistas norte e sul.

Conforme indicado por Bieniawski (1989), é esperado que as regiões dos emboques apresentem piores condições geomecânicas. No caso do Túnel 3, essa condição está associada ao elevado risco inerente à escavação convencional em uma região de baixa cobertura, caracterizada por maciço heterogêneo, topo rochoso variável e presença de cursos d'água na região do emboque norte.

Em todos os emboques, as escavações foram iniciadas com tratamentos típicos previstos para a Classe V. Destaca-se que, na pista norte do emboque sul, embora o índice Q atribuído ao maciço correspondesse à Classe IV, a equipe de ATO constatou a insuficiência da espessura necessária para a instalação de tirantes (elemento de suporte para as classes em maciço rochoso IV, III e II), motivo pelo qual se adotou o tratamento correspondente à Classe V.

Assim, a aplicação de tratamento para a Classe V às regiões dos emboques, incluindo os 4,71% mapeados como Classe IV na pista norte do emboque sul, mas sem cobertura suficiente para o tratamento típico de maciços rochosos, e à zona de cisalhamento na pista norte resultou em uma variação percentual pouco expressiva em relação ao previsto. Na pista norte, a previsão de 24,80% foi ajustada para 22,43% após a execução, enquanto na pista sul a previsão inicial de 30,40% foi ligeiramente aumentada para 31,22%.

Em relação as classes IV, III e II, distribuídas na região central do túnel, observa-se uma variação considerável. Na pista norte, a classe II apresentou uma redução tanto em relação ao previsto no projeto, diminuindo de 39% para 11,75% na execução. Em contrapartida, as Classes III e IV exibiram um aumento nos percentuais em relação ao projeto, com a Classe III passando de 27,6% para 56,27% e a Classe IV de 8,6% para 9,55% (Descontados os percentuais mapeados para a região do emboque norte, pista norte).

Esta redução de Classe II para Classe III, na pista norte, deve-se principalmente à constatação, pela equipe de ATO, de problemas de tensões registrados durante a escavação. O maciço constituído por granitoide com deformado com estruturas migmatíticas, de heterogeneidade composicional, conforme descrito nos Tópicos, 4.3 e 5.2.2, resultou em concentrações anômalas de tensões localizadas e potenciais instabilidades.

Em relação a pista sul, os percentuais de Classe II, III e IV variaram de 39,20%, 21,5% e 9,0% previstos em projeto para 23,50%, 36,58% e 8,7%. De forma similar a pista norte, a parte central do túnel obteve intercalação entre as Classes II e III, com maiores percentuais de Classe III, devido a presença de zonas de fraqueza com preenchimento mole interceptando a escavação. A combinação de fraturas preenchidas por materiais mais dúcteis (zonas de fraqueza) e de um número ligeiramente maior de descontinuidades, conforme é possível observar nos valores atribuídos ao fator RQD na região (Figura 58), atuou como um mecanismo de alívio gradual das tensões para a pista sul, o que não gerou formação de estalos observados na pista adjacente.

Estava previsto em projeto uma falha geológica na região central do túnel, entre as estacas 226+010 a 226+060, interpretada na etapa de projeto. Na região da pista norte, a região é escavada com boa qualidade geomecânica, mesmo interceptando a falha geológica prevista, enquanto que na pista sul, é detectada a zona de cisalhamento apresentada no Tópico 5.2.3 e Figura 56, um pouco à frente das estacas previstas, entre as estacas aproximadas 226+012 a 226+001, a qual foi atribuída Classe IV e não V, conforme previsto em projeto.

6 CONCLUSÕES

O uso do método construtivo NATM se mostrou eficiente para as condições geológico-geotécnicas do Túnel 3, devido à sua flexibilidade em adaptar o sistema de suporte às condições reais encontrada, através dos mapeamentos *in situ* e do monitoramento contínuo por meio de instrumentação. Este resultado corrobora os trabalhos de Gamnitzer *et al.* (2024), Bauer e Rath (2020), Ahmad *et al.* (2019) Aygar (2020) e Mazak-Huemer *et al.* (2022).

Com base na análise integrada dos mapeamentos geológico-geotécnicos realizados nas frentes de escavação do Túnel 3, foi possível caracterizar o maciço escavado e compreender sua variação espacial ao longo do traçado. O túnel intercepta uma sequência de materiais com diferentes graus de alteração, variando de solos residuais a rochas sãs, pertencentes ao Complexo Águas Mornas.

A análise tridimensional da qualidade do maciço rochoso ao longo do Túnel 3, evidenciou significativa heterogeneidade estrutural e litológica, resultando em predominância de condições geomecânicas regulares. Utilizando o sistema Q de Barton, observou-se que o índice Q predominante variou entre 0,7 e 7. Essa variação posiciona a maioria dos segmentos do túnel na classe III, as quais corresponderam, respectivamente, a 56,27% e 36,58% nas pistas norte e sul. Não foi registrada nenhuma classificação como "muito boa" ($Q > 60$), e 16,72% e 31,22%, respectivamente, das seções na pista norte e sul, foram classificadas como "muito ruins" ($Q < 0,1$).

Ao se considerar os parâmetros que compõem o índice Q, o RQD obteve valores entre 20% e 100%, com 67,23% na pista norte e 53,44% na pista sul, indicando maciços predominantemente de boa qualidade. O número de conjuntos de descontinuidades (J_n) foi em sua maioria igual a 12, o que implica a predominância de presença de três sistemas de fraturas mais aleatórias. O parâmetro J_r/J_a , relacionado à rugosidade e alteração das juntas, apresentou maiores percentuais de valores 3,0 e 4,0, respectivamente, o que indica ocorrência de frentes de escavações com paredes com menos de 10cm de cisalhamento. Já o fator de redução de resistência (SRF) houve predominância de valor 5,0 na pista norte e 2,5 na pista sul, com 32,89% e 35,85%, respectivamente. Enquanto o fator de água (J_w) foi relativamente constante, com predominância de 1,0 em ambas as pistas,

sugerindo ausência de condições hidrogeológicas extremamente desfavoráveis durante os mapeamentos.

As zonas mais críticas foram a região dos emboques e das zonas de cisalhamento, onde o índice Q chegou aos menores valores do estudo ($Q < 0,1$). A modelagem tridimensional e a análise espacial dos dados permitiram visualizar essas zonas de instabilidade com precisão.

A análise comparativa entre a compartimentação geomecânica prevista em projeto e a executada em campo demonstra uma discrepância na distribuição das classes geomecânicas. Na pista norte, a classe II apresentou uma redução de 27,25%, enquanto a classe III aumentou 28,67%. Na pista sul, registou-se uma diminuição de 15,70% na classe II e um aumento de 15,08% na classe III. Estas variações indicam uma substituição significativa de trechos projetados como rocha de boa qualidade (classe II) por rocha de qualidade “regular” (classe III), evidenciando uma condição real menos favorável do que a prevista. As classes extremas, I e V, mantiveram-se relativamente estáveis, com variações inferiores a 3%.

Em termos estatísticos, a pista sul apresentou maior variabilidade geomecânica, com 23,50% em rochas de boa qualidade (classe II) e 31,22% em rochas “muito ruins” (classe V). A pista norte, com 71,53% concentrados nas classes III e IV, revela menor variabilidade e predominância de maciços de qualidade “regular” a “ruim”. Assim, a pista sul possui melhor qualidade geomecânica média, mas com maior heterogeneidade, enquanto a pista norte apresenta comportamento mais homogêneo, porém globalmente inferior.

REFERÊNCIAS

- ABAD J, CELADA B, CHACON E, GUTIERREZ V, HIDALGO E. *Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design their supports*. In: **5th ISRM Congr**, Melbourne, Australia. 1983.
- ABBAS, N. *et al.* Stress-deformation and stability challenges in Himalayan tunnels: impact of geological discontinuities. **Discovery Materials**, v. 4, n. 72, 2024.
- ABGE – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. Norma ABGE 105/2023 – Investigações geológico-geotécnicas: guia de boas práticas. São Paulo, 2023.
- ABGE – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. Geologia de engenharia ambiental. Volume 3. Editores: Antonio Manoel dos Santos Oliveira, João Jerônimo Monticeli. São Paulo. 2018.
- AHMAD, Aejaz; AHIRWAR, Natasha; SINHA, Mayank. New Austrian Tunneling Method (NATM) in Himalayan Geology: Emphasis on Execution Cycle Methodology. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, [S.l.], v. 8, n. 6, p. 95–99, 2019.
- AL-HARTHI AA. *Application of CSIR and NGI classification systems along tunnel no. 3 at Al-Dela descent, Asir Province, Saudi Arabia*. In: Cripps JC, Coulthard JM, Culshaw MG (eds) **The engineering geology of weak rock**, Balkema, Rotterdam. 1993.
- ALMEIDA, F.F.M.; HASUI, Y.; BRITO-NEVES, B.B.; FUCK, R.A. Províncias estruturais brasileiras. In: SBG – **Simpósio de Geologia do Nordeste**, 8., 1977, Campina Grande. Anais... Campina Grande: SBG, 1977. p. 363-391.
- AKRAM, M. S.; ZEESHAN, M. *Rock mass characterization and support assessment along power tunnel of hydropower in Kohistan area, KPK, Pakistan*. *Journal of the Geological Society of India*, [S.l.], v. 91, p. 221–226, 2018.
- ALEJANO, L.R. Rock Mass Classification Systems: A Useful Rock Mechanics Tool, Often Misused. *Rock Mech Rock Eng* (2024).
- ALI W, MOHAMMAD N, TAHIR M. *Rock mass characterization for diversion tunnels at Diamer Basha Dam, Pakistan—a design perspective*. **Int J Sci Eng Technol** 3:1292–1296. 2014.
- ASGARI AR. *New correlation between “Q & RMR” and “N & RCR”*. In: **Proceedings of 5th Iranian Tunnelling Conference**, Tehran (in Persian). 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução**. Rio de Janeiro. 2018.

AZAD, A. 2018. **Geotechnical investigation of a proposed road tunnel between Khand Birkot and Sarot doman at Tehri Garhwal district Uttarakhand.** (Dissertation). University of Delhi, India.

ASSIS, A. P. 2001. Métodos construtivos aplicados a túneis urbanos. Curso sobre túneis em meios urbanos. **Sociedade Portuguesa de Geotecnia**. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade de Coimbra.

AYGAR, Ebu Bekir. Evaluation of new Austrian tunnelling method applied to Bolu tunnel's weak rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, [S.l.], v. 12, n. 3, p. 602–612, 2020.

BACZYNSKI NRP. *Application of various rock mass classifications to unsupported openings at Mount Isa, Queensland: A case study.* In: **Proceeding 3rd Australia-New Zealand Conference on Geomechanics**, Wellington, 12–16 May, 1980, vol 2, pp 137– 143. 1983.

BAGHERZADEH, R.; AMINI, P.; REZAEI, M. Enhanced correlation models for RMR and Q in heterogeneous rock masses: A case from the Zagros region. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 167, p. 105370, 2025.

BARTON N. *The influence of joint properties in modelling jointed rock masses.* In: **8th ISRM Congress**, Tokyo, Japan. 1995. p. 25-29.

BARTON N.R., LIEN R. E LUNDE J. *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support.* In **Rock Mechanics**. Volume 6, PP189-236. 1974.

BASEI, M.A.S. **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina.** Tese de Doutorado—Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985. 195 p.

BAUER, Manfred; RATH, Andreas. New Austrian Tunnelling Method (NATM) – Experiences, critical discussion and outlook from an executive perspective. **Geomechanics and Tunnelling**, v. 13, n. 5, p. 476–486, 2020.

BERTUZZI, R. *Revisiting rock classification to estimate rock mass properties.* **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, p. 494–510, 2019.

BIENIAWSKI, Z. T. *Estimating the strength of rock materials.* **Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy**. v. 74, n. 8, p. 312-320, 1974.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering.** John Wiley & Sons, 1989.

BIENIAWSKI, Z. T. *Rock mass classification in rock engineering.* In: **Exploration for rock engineering**. Cape Town: Balkema. P. 97-106. 1976.

BIENIAWSKI, Z. T. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*. Rotterdam: A.A. Balkema, 1984.

BILFINGER, W. Rock strength degradation in tunneling. In: **LATIN AMERICAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM – LARMS**, 9., 2022, Assunção. Anais [...]. Assunção: [s.n.], 2022.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. **Manual de elaboração de estudos e projetos de engenharia rodoviária**: volume 1 – procedimentos e critérios. Rio de Janeiro: DNIT, 2010.

BOUKARMA, Riadh; FREDJ, Mohamed; SAADOUN, Abderrazak. *Performance evaluation of tunnel support system in jointed rock mass by numerical simulation: a case study*. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 28, n. 4, p. 1534–1545, 2024.

CAMERON-CLARKE, I.S., BUDAVARI, S. **Correlation of rock mass classification parameters obtained from Borecore and in-situ observations**. *Engng Geol.* P. 19-53. 1981.

CASTRO, José Carlos Paranhos Souza de; CIRIADES, Jean Pierre; BILFINGER, Werner; MINICUCCI, Luiz Alberto. Considerações sobre investigações para o desenvolvimento de projeto de túneis. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE TÚNEIS E ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS**, 6., 2025, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: CBT, 2025.

CELADA TAMAMES B. *Fourteen years of experience on rock bolting in Spain*. In: **Stephansson O (ed) Proceedings international symposium on rock bolting**, Abisko, pp 295–311. 1983.

CELADA, B., BIENIAWSKI Z.T. **Ground characterization and structural analyses for tunnel design**. Taylor & Francis Group, LLC. 454 p. 2020.

CHRISTOFOLLETTI, Caio. 2014. **Correlação entre as classificações geomecânicas RMR e Q e sua relevância geológica**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica. Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo. 310p.

CHOQUET P, HADJIGOGIU J. *Design of support for underground excavations*. In: Hudson JA (ed) **Comprehensive rock engineering, principles practice and projects**. Pergamon Press, Oxford, vol 4, pp 313–348. 1993.

COLI, R. N.; HARTWIG, M. E. Modelagem geológico-geotécnica 3D a partir de dados de sondagens em projetos civis de infraestrutura. In: **17º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental**, Belo Horizonte, 2022. *Anais...* São Paulo: ABGE, 2022. v. 1. p. 1-1

COSAR S. *Application of rock mass classification systems for future support design of the Dim tunnel near Alanya*. **Master of Science thesis in mining engineering**, Middle East Technical University, Ankara Turkey, p 217. 2004.

COSTA, Yan Budni de Souza Costa. **Modelagem Estrutural e Compartimentação Geomecânica de um Túnel em Maciço Rochoso no Município de São José – SC**. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Geologia. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2024.

COUTINHO, Maísa Helena. 2015. **Estudo de caso da execução de um túnel do Contorno Sul da Rodovia Nova Tamoios, região da Serra do Mar em São Sebastião – SP**. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Guaratinguetá. 217p.

DE CASTRO CAICEDO ÁJ, PÉREZ PÉREZ DM. *Correlation between the RMR and Q geomechanical classifications at "LA LÍNEA" exprratory tunnel*. **Colombian Central Andes Earth Sci Bull** 34:42–50. 2013.

DEERE, D. *Rock quality designation (RQD) after twenty years*. U.S. Department of commerce national technical information service springfield, 1989.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **IP-DE-C00/002: Instrução de Projeto de Túnel**. São Paulo. DER/SP, 2005.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **IP-DE-G00/001: Instrução de Projeto de Estudos Geológicos**. São Paulo. DER/SP, 2005.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **IP-DE-G00/003: Instrução de Projeto de Estudos Geotécnicos**. São Paulo. DER/SP, 2005.

DOYORO, Y. G. et al. Improving subsurface structural interpretation in complex geological settings through geophysical imaging and machine learning. **Engineering Geology**, v. 344, p. 107839, 2025.

EGGER, K.; MERGELSBERG, W.; SAUER, G. 2004. Achieving dry stations and tunnels with flexible waterproofing membranes. In: **1 Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas**, CBT. São Paulo.

EL-NAQA A. *Rock mass characterisation of Wadi Mujib dam site*. *Central Jordan Eng Geol*, 38(1–2):81–93. 1994.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISAS AGROPECUÁRIAS. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília: Embrapa – SPI; Rio de Janeiro: Embrapa-Solos. 306p. EMBRAPA, 2006.

FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Technical manual for design and construction of road tunnels: civil elements. FHWA, 2009.

FLORISBAL, L. M. **Petrogênese de granitos sintectônicos em ambiente pós-colisional do Escudo Catarinense: estudo integrado de geologia estrutural, geoquímica elemental e isotópica Sr–Nd–Pb e geocronologia U–Pb**

em zircão. 2011. 153 f. Tese (Doutorado em Geoquímica e Geotectônica) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FONTOURA, S. A. B. **Modelagem geológica e geomecânica 3D e análises de estabilidade 2D dos taludes da mina Morro da Mina, Conselheiro Lafaiete, MG, Brasil**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

GATTINONI, Paola; PIZZAROTTI, Enrico Maria; SCESI, Laura. *Geomechanical characterisation of fault rocks in tunnelling: The Brenner Base Tunnel (Northern Italy)*. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 51, p. 250–257, 2016. ISSN 0886-7798.

GAMNITZER, Peter; NEUNER, Matthias; SCHRETER-FLEISCHHACKER, Magdalena; DUMMER, Alexander; MADER, Thomas; SMANIOTTO, Stefan; HOFSTETTER, Günter. Key features of numerical models for the FE-simulation of deep tunnel advance by the NATM. *Underground Space*, v. 14, n. 1, p. 357–376, 2024.

GRIMSTAD, E., BARTON, N. Updating of the Q-system for NMT. **Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete**. Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes. Norwegian Concrete Association, Oslo. 1993.

GRIMSTAD, E., BARTON, N. *Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design*, **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 2002. p. 185 – 216.

GOEL, R. K., JETHWA, J.L., DHAR, B.B. Effect of tunnel size on support pressure. In: **J. Rock Mech.** Abstrat. 33: p. 749-755. 1996.

GONG, W.; JUANG, C. H.; WASOWSKI, J. Geohazards and human settlements: Lessons learned from multiple relocation events in Badong, China – Engineering geologist's perspective. **Engineering Geology**, v. 285, p. 106051, 2021.

GOODMAN, R. C. Introduction to rock mechanics. 2 ed. John Wiley & Sons, New York. 562p.

GUIDICINI, Guido; MELLO, Flávio Miguez de; CARVALHO, Newton dos Santos. *Patologia de túneis hidráulicos: acidentes e incidentes no Brasil*. São Paulo: Oficina de Textos, 2022.

HABIMANA, J.; LABIOUSE, V.; DESCOEUDRES, F. Geomechanical characterisation of cataclastic rocks: experience from the Cleuson–Dixence project. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 39, n. 6, p. 677-693, 2002.

HALCROW-SINERGIA, Consórcio. 2009. **Projeto TAV Brasil**–Relatório Final. V. 1-5.

HARTMANN, L. A.; SILVA, L. C.; ORLANDI, V. F. *O Complexo Granulítico de Santa Catarina – descrição e implicações genéticas*. Acta Geologica Leopoldensia, v. 3, n. 6, p. 93–112, 1979.

HASHEMI M, MOGHADDAS S, AJALLOEIAN R. *Application of rock mass characterization for determining the mechanical properties of rock mass: a comparative study*. **J Rock Mech Geotech Eng** 43(3):305–320. 2010.

HSE - Health & Safety Executive. *Safety of new austrian tunnelling method (NATM) tunnels*. Sudbury: HSE Books, 1996, 86p. ISBN 0-7176-1068-3.

HOEK, E.; MARINOS, P.; BENISSI, M. *Estimating the mechanical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*. In: **GEOENG 2000 – International Conference on Geotechnical and Geological Engineering**, Melbourne, 19–24 Nov. 2000. Proceedings... Melbourne: GeoEng, 2000. p. 1422–1446.

HOEK, E.; DIEDERICHS, M.S. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 43, n. 2, p. 203–215, 2006.

HOEK, E.; BROWN, E. T. *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

HOEK, E.; BRAY, J.W. **Rock Slope Engineering**. Institute of Mining and Metallurgy, London. 1981.

HUYMAJER, Marco; OPERTA, Dzan; MAZAK-HUEMER, Alexandra; HUEMER, Christian. The Tunneling Information Management System – A tool for documenting the tunneling process in NATM projects. *Geomechanics and Tunnelling*, [S.l.], v. 15, n. 3, p. 259–264, 2022.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. *Carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundações: município de Palhoça - SC*. Rio de Janeiro, 2015. 1 mapa, color. Escala 1:50.000.

ITA – INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION. Guidelines for the design of tunnels: general aspects and design process. Lausanne: ITA, 2019.

KAISER TK, Gale AD. *Evaluation of cost and empirical support design at BC Rail Tumbler Ridge tunnels*. **Canadian Tunnelling, Tunnelling Association of Canada**, Wiley, New York, pp 77–106. 1985.

KOVÁRI, K.; DUDT, J. P. *Sprayed Concrete for the Support of Underground Openings*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Oxford, v. 8, n. 1, p. 61–76, 1993.

KUMAR N, SAMADHIYA NK, ANBALAGAN R. *Application of rock mass classification systems for tunneling in Himalaya, India*. **Int J Rock Mech Min Sci** 41:852–857. 2004.

LADERIAN A, ABASPOOR MA. *The correlation between RMR and Q systems in parts of Iran*. **Tunn Undergr Sp Technol** 27(1):149–158. 2012.

LIU, X. et al. Subsurface characterization of a construction site in Nanjing, China using ERT and CPTU methods. **Engineering Geology**, v. 299, p. 106563, 2022.

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.

MAFFEI, Carlos Eduardo. 1995. **Cálculo de Túneis em Solo**. Tese (Doutorado). Companhia do Metropolitano de São Paulo. São Paulo. 1995.

MARAI, S.; BRUNO, P. P. G. Near-surface Voids in the Neapolitan Volcanic Tuff (Italy) Detected by Seismic Refraction Tomography. In: EUROPEAN MEETING OF ENVIRONMENTAL AND ENGINEERING GEOPHYSICS, 21., 2015. **Near Surface Geoscience 2015**. European Association of Geoscientists & Engineers, 2015. p. 1-5.

MAZAK-HUEMER, A.; GÖGER, G.; BENDER, A. Die “Neue Österreichische Tunnelbaumethode” im Lichte der Digitalisierung. *Bauingenieur – Organzeitschrift der VDI-Gesellschaft Bautechnik*, v. 97, n. 5, p. 131–140, 2022.

MOHAMMADI, M. *Development of an optimal experimental model for predicting rock mass rating based on tunneling quality index*. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, [S.l.], v. 140, p. 104602, 2021. ISSN 1365-1609.

MOREIRA, Carlos Manuel da Cruz. 2006. Uma herança ancestral rumo ao futuro. **Revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa**. Porto: Fundação Ensino e Cultura Fernando Pessoa. 92-115 p.

MORENO, Tallon. Aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los túneles de Pajares. **Curso de Sostenedimientos Activos em Galerías y Túneles**. Fundación Gomez-Parto, Madrid. 1980.

MURAKAMI, Claudio Atsushi. **Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade Federal de São Paulo. São Paulo. 113p. 2001.

NURCAHYANI, I.; SUPARDI, S.; GUNAWAN, A. Local calibration of RMR and Q-system for limestone formations: Case study from Indonesia. In: **GLOBAL CONGRESS ON MANUFACTURING AND MANAGEMENT (GCMM)**, 2023. Proceedings. Springer, 2023.

NOWERGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE. **NGI: Rock mass classification and support desing**. NGI's Best Practice. NGI, 2022.

OLIVEIRA, Ricardo. *Tunnels: Engineering Geological Investigations*. **Revista Sociedade Portuguesa de Geotecnia**. Portugal. v. 15. P. 137-151. 1975.

PINHEIRO, Rogério Miguel Coimbra da Costa. 2018. **Métodos de execução de um Túnel Rodoviário: Caso prático do novo túnel norte de Águas Santas**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil. Universidade do Porto, Portugal. 246p.

PIPPER, I.; SILVA, M. A.; KUZJMAN, A. R.; DUARTE, J. M. G. *Análise comparativa de cunhas previstas e identificadas em um túnel de adução*. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE TÚNEIS E ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS**, 6., 2025, São Paulo. São Paulo: CBT, 2025. (Latin American Tunneling Seminar – LAT 2025).

POTTER, R. O.; CARVALHO, A. P. de; FLORES, C. A.; BOGNOLA, I. *Solos do Estado de Santa Catarina*. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004. 721 p.

RABCEWICZ, Leopold. *The New Austrian Tunneling Method (NATM), Part 1–3*. Water Power, London, v. 16–18, 1965.

RANASOORIYA J, NIKRAZ H. *Reliability of the linear correlation of rock mass rating (RMR) and tunnelling quality index (Q)*. **Aust Geomech J** 44(2):47–54. 2012.

RAFIEE R. *Tunnels stability analysis using binary and multinomial logistic regression (LR)*. **J Geol Min Res** 5(4):97–107. 2013.

RAWLINGS CG, BARTON N, SMALLWOOD A, DAVIES N. *Rock mass characterisation using the Q and RMR systems*. In: **8th ISRM Congress (Tokyo)**, Balkema, Rotterdam, vol, pp 29–31. 1995.

REZAEI M, LATIFI SH. *Development of a new empirical relation between RMR and Q rock mass classification systems*. **Iranian J Eng Geol** 12(2):100–103. 2018.

RUTLEDGE, J.C., PRESTON R.L. **Experience with engineering classification of rock**. Proc. Inte. Tunneling Syrup. Tokyo. P. 1-7. 1978.

SADEGHI S, SHARIFI TESHNIZI E, GHOREISHI B. *Correlations between various rock mass classification / characterization systems for the Zagros tunnel-W Iran*. **J Mt Sci** 17. 2020.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável. *SIGSC – Sistema de Informações Geográficas de Santa Catarina: Rede hidrográfica vetorial (Curso d'água, Confluência, Nascente)*. Florianópolis: SDE, 2010.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Sustentável. *SIGSC – Sistema de Informações Geográficas de Santa Catarina: Modelo Digital de Terreno – MDT*. Florianópolis: SDE, 2010.

SANTOS, H. G. dos; JACOMINE, P. K. T.; ANJOS, L. H. C. dos; OLIVEIRA, V. A. de; OLIVEIRA, J. B. de; COELHO, M. R.; LUMBRERAS, J. F.; CUNHA, T. J. F. *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. 2. ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2006. 306 p.

SARI D, PASAMEHMETOGLU AG. *Proposed support design, Kaletepe tunnel. Turkey Eng Geol* 72(3–4):201–216. 2004.

SAYEED I, KHANNA. *Empirical correlation between RMR and Q systems of rock mass classification derived from Lesser Himalayan and Central. In: International conference on engineering geology in new millennium. New Delhi, India, pp 1–12. 2015.*

SANTOS, F. S.; CAMPANHA, G. A. C. Modelagem numérica aplicada à escavação de túneis NATM em maciços rochosos cristalinos estruturalmente complexos. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE TÚNEIS E ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS**, 6., 2025, São Paulo. São Paulo: CBT, 2025. (Latin American Tunneling Seminar – LAT 2025).

SEHN, Maristela Adriane. **Medição e controle de overbreak em túneis escavados pelo método NATM com explosivos – Estudo de caso túnel principal 5 do trecho Serra da Rodovia dos Tamoios (SP-99)**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2020.

SENRA K. **Correlações entre propriedades geomecânicas de anfíbolitos e xistos do sul do estado de Minas Gerais, Brasil**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, p 160. 2016.

SHEOREY PR. *Experience with the application of modern rock classifications in coal mine roadways. Comprehensive rock engineering, principles practice and projects, Editor in Chief J. A. Hudson, Pergamon* 5:411–431. 1993.

SILVA, José Gustavo da. **Aplicação do método NATM em escavação de túneis: estudo de caso túneis no trecho serra da Rodovia dos Tamoios (SP-099)**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

SOUSA, J. A. F. **A Geologia da Frente de Túneis e suas Implicações nas Incertezas do Cálculo do Sistema Q - Barton**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2016.

SUN, Lei; LIU, Quansheng; ABDELAZIZ, Aly; TANG, Xuhai; GRASSELLI, Giovanni. Simulating the entire progressive failure process of rock slopes using the combined finite-discrete element method. **Computers and Geotechnics**, v. 141, p. 104557, 2022.

SUNWOO C, HWANG S. *Correlation of rock mass classification methods in Korean rock mass. In: 2nd Asian rock mechanics symposium, Beijing. A. A. Balkema, Rotterdam, pp 631–633. 2001.*

TRAVAGIN, Vinícius Bernardino. 2012. **Subsídios para escolha do método construtivo de túneis**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba. 125p.

TRICHÊS, F. E. L. **Execução de túneis pelo método NATM: estudo de caso do túnel do morro agudo em Paulo Lopes – SC**. Universidade do Sul de Santa Catarina. Dissertação de graduação Engenharia Civil. Dissertação de graduação Engenharia Civil. 2019.

TUGRUL A. *The application of rock mass classification systems to underground excavation in weak limestone, Ataturk dam*. **Turkey Eng Geol** 50(3–4):337–345. 1998.

UDD JE, WANG HA. A comparison of some approaches to the classification of rock masses for geotechnical purposes. In: **Ashworth E (ed) Proceedings 25th U.S. symposium on rock mechanics**, rapid city, SD, Balkema, Rotterdam, pp 69–78. 1985.

USNC/TT – UNITED STATES NATIONAL COMMITTEE ON TUNNELLING TECHNOLOGY. Geotechnical site investigations for underground projects. Volume 1: Overview of practice and legal issues, evaluation of cases, conclusions and recommendations. USNC/TT, 1984.

VALE S.A. Norma Vale PNR-000162 – Estruturas – Obras de arte especiais – Túneis – Estrutura e drenagem. Vale S.A., 2024.

VAZ, L. F. O efeito das condições geológicas na economia das obras subterrâneas. In: **SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS – TURB 99**, 3., 1999, São Paulo. Anais [...]. São Paulo. 1999.

WILDNER, Wilson; CAMOZZATO, Eduardo; TONIOLO, João Angelo; BINOTTO, Raquel Barros; IGLESIAS, Carlos Moacyr da Fontoura; LAUX, Jorge Henrique. **Mapa geológico do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2014. Escala 1:500.000. Disponível em: <https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/17996>. Acesso em 10 jun 2024.

ZHANG, K.; WANG, X.; LI, Y. Local adaptation of RMR and Q-system correlations for varied lithologies: A global meta-analysis. *Scientific Reports*, v. 14, n. 1, p. 1021–1033, 2024.

ZANINI, L.F.P. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. **Florianópolis (Folha SG. 22-Z-D-V) e Lagoa (Folha SG. 22-ZD-VI)**. Estado de Santa Catarina. Brasília: CPRM. 241 p. 1997.

ZHANG, L. *Evaluation of rock mass deformability using empirical methods – A review*. *Underground Space*, v. 2, n. 1, p. 1–15, 2017.

ZHENG, Keyue; SHI, Chenghua; LOU, Yili; JIA, Chaojun; LEI, Mingfeng; YANG, Yi. *A computational method for tunnel energy evolution in strain-softening rock mass during excavation unloading based on triaxial stress paths*. **Computers and Geotechnics**. v. 169, p. 106212, 2024. ISSN 0266-352X.

ZLATANIC, S.; SANDER, J. **Numerical analysis of rock mass behavior during tunnel excavation using NATM**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS AND ENGINEERING GEOLOGY, 15., 2014, Kyoto. *Proceedings...* Leiden: CRC Press/Balkema, 2014. p. 123-130.