DNIT

Publicação IPR – 753

MANUAL DE PROJETO DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS E FERROVIÁRIOS

1ª Edição
BRASÍLIA
2026

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA-GERAL
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS EM TRANSPORTES

PRIMEIRA EDIÇÃO – BRASÍLIA, 2026

EQUIPE TÉCNICA:

Eng.ª Carolina Fernanda Burbano Sandoval – Consórcio DYNATEST-STRATA

Eng.ª Thaís Salvador Argenta – Consórcio DYNATEST-STRATA

Eng.ª. Isabela Neves Rosa Rocha – Consórcio DYNATEST-STRATA

Eng.º Róberte Donizete da Silva – Consórcio DYNATEST-STRATA

Eng.ª Eliane Marques Gomes Terra – Consórcio DYNATEST-STRATA

Eng.º Felipe Gonçalves Labanca – Consórcio DYNATEST-STRATA

Geól.ª Daniela Garroux Gonçalves de Oliveira – Consultora Especial

Eng.º Jean Pierre Ciriades – Consultor Especial

Eng.º André Pacheco de Assis – Consultor Especial

Eng.º Tiago Cardoso Ferreira – CGDR/DPP/DNIT

Eng.º Eloi Angelo Palma Filho – Consultor Interno/DNIT

Eng.º Jean Carlo Trevizolo de Souza – CGOF/DIF/DNIT

EQUIPE DE REVISÃO E EDITORAÇÃO:

Eng.º Galileu Silva Santos – IPR/DPP/DNIT

Eng.ª Simoneli Fernandes Mendonça – IPR/DPP/DNIT

Arq. e Urb. Patrícia Cristina Cunha Nunes de Oliveira Fontoura – Consórcio Progen/HPT

Eng.ª Thália Raelly de Lima Romeiro Mattos – Consórcio Progen/HPT

Eng.ª Victória Barbosa Costa Garcia Vieira – Consórcio Progen/HPT

Eng.ª Daniela Cançado Araújo Milan Toscano – Consórcio Progen/HPT

Revisora ortográfica e gramatical – Dayane Leandra Gomes – Consórcio Progen/HPT

Designer Isabela Mota – Ilustração e desing

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
Diretoria-geral. Diretoria de Planejamento e Pesquisa.
Instituto de Pesquisas em Transportes.

Manual de Projeto de Túneis Rodoviários e Ferroviários.
1ª Edição – Brasília – DF, 2026.
305p. (Publicação IPR – 753)

Túneis – Manuais. I. Série. II. Título.

Reprodução permitida desde que citado o DNIT como fonte.

Impresso no Brasil / *Printed in Brazil*

MINISTRO DOS TRANSPORTES – MT
George André Palermo Santoro

DIRETOR-GERAL DO DNIT
Fabrício de Oliveira Galvão

DIRETOR DE PLANEJAMENTO E PESQUISA – DPP
Luiz Guilherme Rodrigues de Mello

DIRETOR DE INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA – DIF
Eloi Angelo Palma Filho

COORDENADOR-GERAL DO INSTITUTO DE PESQUISA EM TRANSPORTE – IPR
Luiz Heleno Albuquerque Filho

Setor de Autarquias Norte

Quadra 03 Lote A, Ed. Núcleo dos Transportes

CEP 70040-902 – Brasília – DF

Telefone/fax.: (61) 3315-4831

E-mail: ipr@dnit.gov.br

TÍTULO: MANUAL DE PROJETO DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS E FERROVIÁRIOS

Elaboração: CGOP/DIF e CGIPT/DPP

Aprovado pela Diretoria Colegiada do DNIT em 25/08/2026 (Relato nº 163/2026)

Processo SEI nº 50600.034529/2025-01

Impresso no Brasil / *Printed in Brazil*

Apresentação

A Diretoria de Infraestrutura Ferroviária (DIF), por intermédio da Coordenação-Geral de Obras Ferroviárias – CGOP/DIF, e a Diretoria de Planejamento e Pesquisa (DPP), por intermédio da Coordenação-Geral do Instituto de Pesquisas em Transportes – CGIPT/DPP (IPR), apresentam a 1ª edição do Manual de Projeto de Túneis Rodoviários e Ferroviários do DNIT.

Este documento resulta da necessidade de consolidação de um referencial técnico e normativo para essa tipologia de empreendimento, orientando a concepção de projetos que atendam aos padrões de desempenho, segurança e durabilidade.

A presente edição foi desenvolvida de forma colaborativa por técnicos da DIF, no âmbito do DNIT, com o apoio de consultores especializados, reunindo e atualizando diretrizes técnicas aplicáveis às obras subterrâneas, à luz dos avanços normativos e metodológicos observados nas últimas décadas no Brasil e no exterior.

O escopo desta edição concentra-se na construção civil de túneis convencionais, definidos como aqueles executados por métodos sequenciais de escavação.

O documento está estruturado em cinco capítulos:

I. Introdução
II. Elementos Geométricos
III. Aspectos Geológico-Geotécnicos
IV. Diretrizes de Projeto
V. Avaliação e Gestão de Riscos

Por fim, a comunidade técnica é incentivada a explorar e aplicar as diretrizes aqui apresentadas, bem como a encaminhar sugestões e contribuições para o seu aprimoramento, por meio do endereço eletrônico: ipr@dnit.gov.br.

Luiz Heleno Albuquerque Filho
Coordenador-Geral do Instituto de Pesquisas em Transportes – IPR

Lista de símbolos e abreviaturas

AASHTO	*American Association of State Highway and Transportation Officials* (Associação Americana de Autoridades Rodoviárias e de Transportes Estaduais)
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADECO- RS	*Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils* (Análise da Deformação Controlada em Rochas e Solos)
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ASCE	*American Society of Civil Engineers* (Sociedade Americana de Engenheiros Civis)
ASTM	*American Society for Testing and Materials* (Sociedade Americana para Testes e Materiais)
ATO	Acompanhamento Técnico de Obra
AVT	*Acoustic Televiewer* (Equipamento de televisionamento acústico)
BIM	*Building Information Modelling* (Modelagem da Informação da Construção)
BEM	*Boundary Element Method* (Método dos elementos de contorno)
BS	*British Standard* (Padrão britânico)
CCPh	*Cement Churning Pile horizontal* (Colunas de *Jet Grouting* Horizontais)
CFD	*Computational Fluid Dynamics* (Dinâmica dos Fluidos Computacional)
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Naturais
CPT	*Cone Penetration Test* (Ensaio de Penetração de Cone)
CQP	Controle de qualidade do projeto
DG	Diretoria-Geral
DEM	*Distinct Element Method* (Método dos elementos distintos)
DIF	Diretoria de Infraestrutura Ferroviária
DHP	*Deep Horizontal Drain* (Dreno Horizontal Profundo)
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DPP	Diretoria de Planejamento e Pesquisa
EPA	Ensaio de Perda d'Água sob Pressão
ESR	*Excavation Support Ratio* (Relação de suporte da escavação)
EN	*European Norm* (Norma Europeia)
FBR	Ferrovia Brasil
FDM	*Finite difference method* (Método das diferenças finitas)
FEM	*Finite element method* (Método dos elementos finitos)
FS	Fator de segurança
FSV	*Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr* (Sociedade de Pesquisa para Estradas, Ferrovias e Transporte da Áustria)
GSI	*Geological Strength Index* (Índice de Resistência Geológica)

GBR	*Geotechnical Baseline Report* (Relatório de referência geotécnica)
GDM	*Geotechnical Design Memorandum* (Memorando de Projeto Geotécnico)
GDR	*Geotechnical Design Report* (Relatório de Projeto Geotécnico)
SGB	Serviço Geológico do Brasil
HCM	*Highway Capacity Manual* (Manual de Capacidade de Rodovias)
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPEF	Instituto de Pesquisa e Estudos Florestais
IPR	Instituto de Pesquisas em Transportes
IS	Instrução de Serviço
ISO	*International Organization for Standardization* (Organização Internacional de Normalização)
ISRM	*International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering* (Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas)
ITA/AITES	*International Tunneling and Underground Space Association* (Associação Internacional de Túneis e Espaços Subterrâneos)
LEM	*Limit Equilibrium Method* (Métodos de equilíbrio limite)
LiDAR	*Light Detection and Ranging* (Detecção e alcance por luz)
MT	Ministério dos Transportes
NATM	*New Austrian Tunnelling Method* (Novo método austríaco de escavação de túneis)
OCDE	Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Econômico
OeGG	*Österreichische Gesellschaft für Geomechanik* (Sociedade Austríaca de Geomecânica)
OTV	*Optical Televiewer* (Equipamento de televisionamento óptico)
PEAD	Polietileno de alta densidade
PI	Ponto de interseção
PVC	Policloreto de vinila
PIB	Produto interno bruto
RBR	Rodovia Brasil
RMR	*Rock Mass Rating* (Classificação do Maciço Rochoso)
RQD	*Rock Quality Designation* (Índice de Qualidade da Rocha)
SAR	*Synthetic Aperture Radar* (Radar de abertura sintética)
SEM	Sequential Excavation Method (Método de escavação sequencial)
SIA	*Schweirzerischer ingenieur- und architektenverein* (Sociedade Suíça de Engenheiros e Arquitetos)
SPT	*Standard Penetration Test* (Teste Padrão de Penetração)
UTM	Sistema de Coordenadas Universal Transversa de Mercator
VMD	Volume médio diário
VMDA	Volume médio diário anual
VPP	Velocidade pico de partícula

Lista de ilustrações

Figura 2.1 Número de faixas de rolamento para VMDA e % de veículos pesados no túnel – Terreno plano 34

Figura 2.2 Número de faixas de rolamento para VMDA e % de veículos pesados no túnel – Terreno ondulado 34

Figura 2.3 Seção transversal típica do túnel.....36

Figura 2.4 Esquema de localização das baias.....37

Figura 2.5 Seção em planta da baia 37

Figura 2.6 Saída de emergência para o túnel paralelo ou de serviço.....38

Figura 2.7 Seção túnel de serviço 39

Figura 2.8 Elementos geométricos da seção transversal típica do túnel rodoviário 41

Figura 2.9 Seção transversal típica de túnel ferroviário.....44

Figura 3.1 Relação entre vão livre e tempo de autossustentação 83

Figura 3.2 Classes de maciço segundo o Sistema Q e categorias.....84

Figura 3.3 Modelo e critério de Hoek-Brown (2018) 89

Figura 3.4 Índice de Resistência Geológica para rochas fraturadas.....91

Figura 3.5 Abordagem da importância do uso do GBR – *Geotechnical Baseline Report* em obras subterrâneas.....101

Figura 3.6 Exemplo de divisão de um túnel hipotético em distintas categorias. 108

Figura 3.7 Fluxograma básico do processo de caracterização do maciço.....118

Figura 4.1 Processo geral para projeto de túneis 120

Figura 4.2 Definição de linha de pagamento de sobre-escavações 131

Figura 4.3 Atenuação de forma do revestimento (concavidade).....132

Figura 4.4 Posicionamento de ancoragens em túneis em rocha 133

Figura 4.5 Indícios de arqueamento transversal deficiente (a) e adequado (b) do maciço 140

Figura 4.6 Indícios de arqueamento longitudinal deficiente (c) e adequado (d) do maciço 140

Figura 4.7 Valores de referência e respectivos limites de atenção, alerta e emergência 141

Figura 4.8 Seção completa (típica) de instrumentação.....142

Figura 4.9 Modelo de representação de leituras de instrumentação com medição dos vetores de deslocamento (recalques absolutos, relativos e convergências/divergências) 143

Figura 4.10 Esquema típico para representação das instrumentações longitudinais 145

Figura 4.11 Esquema típico para representação das instrumentações transversais.....145

Figura 4.12 Condução das águas de infiltração junto ao fundo do túnel 150

Figura 4.13 Sistema de impermeabilização para túneis escavados pelo método NATM 153

Figura 4.14 Critério de atenuação da superfície escavada para aplicação de membrana impermeável 153

Figura 4.15 Estabilização por retaludamento.....157

Figura 4.16 Exemplos de estabilização por muros de arrimo 158

Figura 4.17 Estabilização por solo grampeado (*soil nailing*).....160

Figura 4.18 Estabilização por cortinas atirantadas 162

Figura 4.19 Estabilização por microestacas 164

Figura 4.20 Estabilização de blocos de rocha 166

Figura 4.21 Proteção/estabilização de taludes rochosos com telas de alta resistência...168

Figura 4.22 Exemplos de *rocktraps* para proteção contra quedas de blocos 170

Figura 4.23 Injeções de *jet-grouting* em planta de projeto.....172

Figura 4.24 Estabilização de taludes com injeções e/ou colunas *jet-grouting* 173

Figura 4.25 Carregamentos em solos corrediços 175

Figura 4.26 Carregamentos em solos extrudáveis 178

Figura 4.27 Forças normais atuantes no suporte do túnel.....178

Figura 4.28 Representação dos efeitos de arqueamento transversal e longitudinal.....180

Figura 4.29 Evolução das deformações ao redor de um túnel em função da distância à frente de escavação.....181

Figura 4.30 Diferentes condições de deformação em função das características geotécnicas do maciço 181

Figura 4.31 Exemplo de desenvolvimento dos carregamentos em relação à frente de escavação.....182

Figura 4.32 Capacidade de carga junto à fundação da calota.....183

Figura 4.33 Resistência à compressão do concreto projetado nas primeiras horas – $\boldsymbol{fcj}$ (arbitrado) 185

Figura 4.34 Enfilagens em câmara cônica.....189
Figura 4.35 Exemplo de enfilagens em seção constante (perfil longitudinal) 189
Figura 4.36 Exemplo de linha dupla de enfilagens/machavantes junto aos emboques...190
Figura 4.37 Esquemas típicos de enfilagens de teto 192
Figura 4.38 Verificação do espaçamento entre cambotas (queda de solo) 193
Figura 4.39 Esquema típico de pré-casca em CCPh.....195
Figura 4.40 Núcleo para estabilização da frente de escavação.....197
Figura 4.41 Pregagens de frente 198
Figura 4.42 Tratamento/melhoria do solo com CCPh e/ou colunas de *jet-grouting*.....199
Figura 4.43 Dispositivos para controle de NA.....200
Figura 4.44 Utilização de túnel piloto.....201
Figura 4.45 Simulação tensão – deformação bidimensional de túneis 203
Figura 4.46 Modelagem tridimensional de túneis 203
Figura 4.47 Modelo 2D em MEF com revestimento em elementos lineares tipo *beam*...210
Figura 4.48 Modelo em MEF com revestimento como elementos sólidos 2D 211
Figura 4.49 Método de relaxação de tensões (*stress relaxation method*) – Fator de alívio $\boldsymbol{\alpha}$ 214
Figura 4.50 Método convergência-confinamento em diferentes estratégias de revestimento 216
Figura 4.51 Exemplo de diagrama de interação M x N.....219
Figura 4.52 Correlações disponíveis entre RMR e Q 220
Figura 4.53 Pré-dimensionamento da espessura do revestimento em concreto projetado 221
Figura 4.54 Pré-dimensionamento do espaçamento entre ancoragens (dependente apenas do RMR) 222
Figura 4.55 Comprimento da ancoragem 223
Figura 4.56 Ábaco de pré-dimensionamento segundo o Sistema Q e categorias 224
Figura 4.57 Processo de retroanálise e adaptação do projeto durante fase executiva....237
Figura AP. A1 Seção transversal de projeto RBR - 01 247
Figura AP. A2 Seção transversal de projeto RBR - 02 248
Figura AP. A3 Seção transversal de projeto RBR - 03 249

Figura AP. A4 Seção transversal de projeto RBR - 04 250

Figura AP. A5 Seção transversal de projeto RBR - 05 251

Figura AP. A6 Seção transversal de projeto RBR - 06 252

Figura AP. A7 Seção transversal de projeto RBR - 07 253

Figura AP. A8 Seção transversal de projeto RBR - 08 254

Figura AP. B1 Seção transversal de projeto FBR - 01.....255

Figura AP. B2 Seção transversal de projeto FBR - 02.....256

Figura AP.C1 Mudança brusca na textura, os dois trechos devem ser descritos separadamente na.....265

Figura AP.C2 Comparação entre falha detectada na imagem do OPTV, à esquerda, e região correspondente nos testemunhos de sondagem, onde ela passa imperceptível.....267

Figura AP.C3 No topo, são fraturas rugosas, estando fora da linha demarcada e abaixo são exemplos de fraturas claramente lisas 269

Figura AP.C4 Fraturas fechadas, à esquerda, e fraturas abertas, à direita.....270

Lista de tabelas

Tabela 2.1 Raios mínimos verticais 33

Tabela 3.1 Pontuação padronizada para determinação do RMR (continua) 80

Tabela 3.2 Ajuste do RMR com relação à orientação do eixo do túnel *versus* orientação das famílias de descontinuidades.....82

Tabela 3.3 Classificação do maciço rochoso e significado das classes 82

Tabela 3.4 Estimativa dos parâmetros de Hoek-Brown com base na estrutura e condição do maciço 94

Tabela 3.5 Espaçamento máximo em metros de investigações diretas 111

Tabela 4.1 Exemplos de tirantes/chumbadores para aplicação em túneis 134

Tabela 4.3 Exemplo de curva de ganho de resistência do concreto nas primeiras idades ($\boldsymbol{fcj}$) 184

Tabela 4.4 Determinação da espessura mínima de concreto projetado por passo de avanço 186

Tabela 4.5 Tabela resumo para espaçamento de ancoragens por classe de maciço 222

Tabela AP.C1 Exemplo de tabela com informações da rocha intacta..... 263

Tabela AP.C2 Estruturas penetrativas delimitadas em imagem de televisionamento 264

Lista de quadros

Quadro 2.1 Áreas livres das seções tipo de túneis rodoviários 40

Quadro 2.2 Áreas livres das seções tipo de túneis ferroviários 45

Quadro 3.1 Sugestão de fontes a serem utilizadas na fase de trabalhos prévios (continua).....52

Quadro 3.2 Aplicações de métodos geofísicos e investigação indireta para análise das condições geológicas de subsuperfície (continua) 58

Quadro 3.3 Principais satélites utilizados para sensoriamento remoto no Brasil.....61

Quadro 3.4 Principais tipos de investigações diretas utilizados em um projeto de túnel ...64

Quadro 3.5 Ensaios de campo aplicáveis para projetos de túneis (continua).....66

Quadro 3.6 Técnicas para obtenção dos parâmetros do estado de tensão *in situ* (continua).....69

Quadro 3.7 Ensaios de laboratório em rocha aplicáveis em projetos de túneis (continua) 71

Quadro 3.8 Ensaios de laboratório em solo aplicáveis em projetos de túneis (continua) ..73

Quadro 3.9 Parâmetros para projetos de túneis (continua) 75

Quadro 3.10 Valores de $\boldsymbol{Jn}$ 85

Quadro 3.11 Valores de $\boldsymbol{Jr}$ 85

Quadro 3.12 Valores de $\boldsymbol{Ja}$ 86

Quadro 3.13 Fator de redução de percolação d'água 87

Quadro 3.14 Valores de SRF para as tensões do maciço (continua) 87

Quadro 3.15 Estimativas em campo da resistência à compressão uniaxial 92

Quadro 3.16 Valores da constante $\boldsymbol{m}_{\mathrm{i}}$ para rocha intacta, por grupo de rocha 93

Quadro 3.17 Produtos a serem entregues na fase de anteprojeto 96

Quadro 3.18 Produtos a serem entregues na fase de projeto básico.....97

Quadro 3.19 Produtos a serem entregues na fase de projeto executivo 98

Quadro 3.20 Principais categorias de litotipos em condições favoráveis (continua).....109

Quadro 3.21 Lista de possíveis condições adversas (continua).....110

Quadro 3.22 Ensaios *in situ* necessários de acordo com as classes do Quadro 3.20 e do Quadro 3.21.....113

Quadro 3.23 Ensaios de laboratório necessários de acordo com as classes do Quadro 3.20 e do Quadro 3.21 114

Quadro 3.24 Investigações hidrogeológicas mínimas (continua) 115

Quadro 4.1 Métodos numéricos sugeridos por situação 121

Quadro 4.2 Formas aceitáveis de túneis em função do tipo de maciço 122

Quadro 4.3 Matriz multicritério para escolha do tipo de suporte secundário do túnel (continua) 123

Quadro 4.4 Valores limite de referência para distorções angulares 130

Quadro 4.5 Classe de agressividade para ancoragens metálicas em túneis 135

Quadro 4.6 Tratamentos mínimos necessários em função da classe de agressividade e vida útil esperada do sistema de ancoragem 137

Quadro 4.7 Frequências recomendadas de leituras de monitoramento 146

Quadro 4.8 Problemas típicos e variáveis de interesse para monitoramento 147

Quadro 4.9 Metodologias recomendadas para monitoramento de parâmetros de comportamento 148

Quadro 4.10 Eficácia/Adequabilidade de métodos de monitoramento por objetivo 149

Quadro 4.11 Classes de estanqueidade do túnel 151

Quadro 4.12 Aplicabilidade de soluções de estabilização do solo 202

Quadro 4.13 Modelos constitutivos para túneis em solo (continua) 207

Quadro 4. 14 Valores de ESR (Q) – Para o Caso “E” → ESR = 1,0 225

Quadro 4.15 Diretrizes para desenvolvimento de modelagens computacionais para túneis em rocha 226

Quadro 4.16 Modelos constitutivos comuns para maciços rochosos (continua) 228

Quadro AP.C1 Graus de alteração do maciço rochoso 266

Quadro AP.C2 Caracterização do preenchimento 271

Quadro AP.C3 Grau de fraturamento 271

Quadro AP.C4 Padrão da tabela para a descrição de descontinuidades 276

Sumário

1 INTRODUÇÃO 18

1.1 Objetivo e escopo 19

1.2 Estrutura do manual 19

1.3 Fases de projeto 20

1.4 Fatores de projeto 22

2 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS 25

2.1 Critérios para localização do túnel 25

2.2 Coleta e compilação de dados 27

2.3 Topografia 28

2.4 Delimitação e área de estudo 28

2.5 Grau de precisão 29

2.6 Estaqueamento em campo prévio à construção 29

2.7 Critérios gerais para a definição dos portais do túnel 30

2.8 Projeto de túnel rodoviário 31

2.8.1 Projeto em planta 31

2.8.2 Projeto geométrico em perfil 32

2.8.3 Estudo de capacidade para definição das seções transversais para túneis rodoviários 33

2.8.4 Seções transversais de túneis rodoviários 35

2.8.5 Baias de estacionamento 37

2.8.6 Saídas de emergência 38

2.8.7 Túnel de serviço 38

2.8.8 Calçadas e barreiras de segurança 39

2.8.9 Seções tipo 40

2.9 Projeto de túneis ferroviários 41

2.9.1 Projeto geométrico em planta 41

2.9.2 Projeto geométrico em perfil 42

2.9.3 Seções transversais de túneis ferroviários 43

3 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS 46
3.1 Investigações geológico-geotécnicas 49
3.1.1 Trabalhos prévios de escritório 50
3.1.2 Mapeamento geológico-geotécnico 54
3.1.3 Investigações indiretas 56
3.1.4 Investigações diretas 62
3.1.5 Ensaios de campo e de laboratório 65
3.2 Principais parâmetros geotécnicos na escavação de túneis convencionais 74
3.3 Definição do modelo geológico–geotécnico e classificação de maciços 76
3.3.1 Sistema RMR (*Rock Mass Rating*) 78
3.3.2 Sistema Q 83
3.3.3 Índice GSI 88
3.4 Apresentação de relatórios e desenhos 95
3.4.1 GBR e GDR: Conceito e escopo 100
3.5 Quantitativos mínimos de investigação 104
3.5.1 Investigações indiretas 105
3.5.2 Investigações diretas 106
3.5.3 Ensaios *in situ* 112
3.5.4 Ensaios de laboratório 113
3.5.5 Investigações Hidrogeológicas 115
3.6 Quantidades mínimas de sondagens televisadas 116
3.7 Considerações Finais 117
4 DIRETRIZES DE PROJETO 119
4.1 Requisitos gerais de projeto 119
4.1.1 Aspectos gerais 119
4.1.2 Escolha do tipo de suporte (revestimento) definitivo 123
4.1.3 Influência e mitigação de aspectos geológico-geotécnicos na escolha do traçado 125
4.1.4 Posição e concepção dos emboques 126
4.1.5 Consideração de aspectos socioambientais no traçado 128

4.1.6 Cadastro e remanejamento de interferências 129
4.1.7 Controle e amenização de *overbreaks* (sobre-escavações) 130
4.1.8 Ancoragens em túneis 132
4.1.9 Monitoramento 139
4.1.10 Drenagem e impermeabilização 150
4.2 Dimensionamento de emboques 154
4.2.1 Requisitos gerais 154
4.2.2 Soluções para estabilização e/ou mitigação de riscos 156
4.3 Dimensionamento de túneis convencionais (NATM/SEM) 174
4.3.1 Túneis em solo 174
4.3.2 Túneis em rocha 219
4.3.3 Retroanálise e adaptação do projeto durante fase de execução 236
5 AVALIAÇÃO E GESTÃO DE RISCOS 238
5.1 Introdução 238
5.1.1 Objetivos da avaliação de riscos (*risk assessment*) 239
5.1.2 Escopo e limites 239
5.1.3 Referencial metodológico e normativo 239
5.2 Metodologia de avaliação de riscos 240
5.2.1 Conceituação e fundamentação 240
5.2.2 Procedimentos e ferramentas de avaliação 241
5.3 Processo de avaliação de riscos (risk assessment) integrado ao projeto de túneis 242
5.3.1 Fase de anteprojeto 242
5.3.2 Fase de projeto básico 243
5.3.3 Fase do projeto executivo 244
5.4 Conclusão e recomendações 245
5.4.1 Síntese dos resultados 246
5.4.2 Estratégias de Mitigação 246
5.4.3 Diretrizes para operação e manutenção 246
5.5 Anexos e referência 246

5.5.1 Documentos de referência 246

5.5.2 Registros e dados complementares 246

APÊNDICE A: SEÇÕES RODOVIÁRIAS TIPO 247

APÊNDICE B: SEÇÕES FERROVIÁRIAS TIPO 255

APÊNDICE C: DIRETRIZES E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA OS SERVIÇOS DE TELEVISAMENTO ÓPTICO E ACÚSTICO DAS PAREDES DE FUROS DE SONDAGENS 257

GLOSSÁRIO 277

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 293

1 INTRODUÇÃO

As obras subterrâneas ocupam um lugar de destaque dentre as soluções implementadas pela Engenharia, em função dos benefícios decorrentes de sua aplicação dentro do segmento de infraestrutura de transportes, como por exemplo na redução da distância de deslocamento, com consequente economia de combustível e tempo, e maior segurança.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT teve a oportunidade de projetar túneis rodoviários e ferroviários, além de executar e operar túneis rodoviários, cumprindo assim sua missão de implementar a política de infraestrutura de transportes terrestres, contribuindo para o desenvolvimento sustentável do país.

Com base nessa experiência e na percepção da aplicabilidade cada vez maior das obras subterrâneas como solução competitiva na implementação de infraestrutura de transporte resiliente e eficiente, o Manual de Projeto de Túneis Rodoviários e Ferroviários busca preencher uma lacuna normativa e bibliográfica a respeito do tema.

Neste primeiro momento, o Manual será focado nas escavações convencionais, sem contemplar os sistemas de operação e segurança aplicáveis aos túneis rodoviários e ferroviários, disciplina essa a ser incorporada em atualizações futuras. Também foi elaborado sob a ótica de túneis rurais ou interurbanos, aqueles a serem construídos fora das áreas urbanas.

Além de orientar a elaboração do projeto civil, em si, o Manual traz elementos que servirão de apoio à construção dos procedimentos de contratação de um projeto de túnel, com foco nos entes governamentais, mas que também certamente se aplicarão às contratações feitas no âmbito privado. Como exemplo, a definição de seções tipo para diferentes classes de rodovias e ferrovias.

Por meio dessa padronização, busca-se a otimização de etapas de projeto, de construção e de operação desses ativos, os quais devem proporcionar elevado tempo de vida útil. Conceitualmente, os projetos deverão buscar uma fase de operação que demande menor atividade restaurativa, de forma a permitir a máxima disponibilidade de uso dessa infraestrutura.

1.1 OBJETIVO E ESCOPO

Os principais objetivos e benefícios esperados pela utilização deste manual de projeto de túneis rodoviários e ferroviários convencionais (NATM/SEM) são:

I. Padronização de processos: estabelecer diretrizes claras e padronizadas para o desenvolvimento de projetos de túneis, garantindo consistência e eficiência.

II. Segurança: promover práticas para projetos que garantam a segurança durante a construção e operação, minimizando riscos para trabalhadores e usuários.

III. Eficiência de projeto e construção: otimizar recursos e cronogramas, aumentando a eficiência pelo uso de técnicas e processos comprovados.

IV. Inovação tecnológica: permitir a integração de inovações e tecnologias recentes, promovendo avanços no campo de engenharia de túneis.

V. Sustentabilidade: adotar práticas sustentáveis que minimizem impactos ambientais e promovam a conservação de recursos.

VI. Redução de custos: diminuição de custos por meio da padronização de técnicas e uso eficiente de materiais.

VII. Flexibilidade de aplicação: capacidade de adaptação a diversas condições geológicas e ambientais, permitindo projetos mais versáteis.

VIII. Qualidade e durabilidade: aumento da qualidade estrutural e durabilidade dos túneis, garantindo uma vida útil mais longa e redução de gastos com manutenções não programadas e reparos estruturais.

IX. Aceitação internacional: alinhamento com padrões internacionais, facilitando colaborações e projetos multinacionais.

1.2 ESTRUTURA DO MANUAL

O primeiro capítulo técnico, Elementos Geométricos, define os critérios essenciais para a concepção da seção transversal a depender da demanda, do modal e do tipo de maciço, incluindo o raio mínimo, o gabarito, o comprimento do túnel, o tipo de ventilação e demais aspectos geométricos fundamentais para o projeto de túneis rodoviários e ferroviários.

O segundo capítulo técnico, Aspectos Geológico-Geotécnicos, aborda os métodos de prospecção e caracterização do maciço, detalhando as investigações diretas e indiretas, ensaios laboratoriais e *in situ*, bem como a definição das sondagens mínimas necessárias para garantir a concepção adequada e a segurança do projeto e construção do túnel.

O terceiro capítulo técnico, Diretrizes de Projeto, trata da concepção e do dimensionamento de túneis em solo e em rocha. Explora os mecanismos típicos de instabilidade geotécnica associados a cada tipo de maciço, abordando os métodos construtivos, como escavação e detonação, e técnicas adaptadas para escavação a frio. São discutidos também os suportes primário e secundário, com foco na seleção e no dimensionamento dos mais apropriados para assegurar a estabilidade e a funcionalidade da estrutura. O capítulo também apresenta as soluções para emboques e os sistemas de drenagem, detalhando os tratamentos para controle de fluxo de água. Além disso, são analisados os métodos de melhoramento do terreno, aplicáveis conforme as condições geotécnicas, para garantir a integridade e a segurança do túnel ao longo de sua vida útil.

O quarto capítulo técnico, Avaliação e Gestão de Riscos, apresenta uma abordagem integrada para identificar, analisar, mitigar e monitorar os riscos associados ao projeto e à construção de túneis. Destaca a importância da interdisciplinaridade entre engenharia civil, geotecnia, geologia, segurança e meio ambiente, seguindo as diretrizes da ABNT NBR ISO 31000/2018 e metodologias qualitativas e quantitativas reconhecidas. O processo é estruturado conforme as fases de anteprojeto, projeto básico e projeto executivo, com definição de responsabilidades, dados de entrada, atividades e produtos esperados em cada etapa.

1.3 FASES DE PROJETO

Sob a ótica técnica, os túneis devem ser projetados de forma a controlar os possíveis modos de falha do terreno, passíveis de ocorrer durante a fase de construção.

Antes de iniciar o desenvolvimento formal de um projeto, é realizada uma etapa preliminar de estudo de viabilidade, onde se avaliam as viabilidades técnica, socioeconômica e ambiental do túnel, no contexto geral do empreendimento, analisando alternativas de traçado e condições gerais do terreno, e que servirá como base para o planejamento das fases subsequentes.

Considerando a legislação vigente, o presente Manual tem como diretriz a Lei nº 14133/2021, de 1º de abril de 2021, que dispõe acerca das licitações e contratos administrativos no âmbito público, abordando a elaboração do projeto de túnel em três fases/estruturas distintas, a seguir exemplificadas.

Anteprojeto: peça técnica com todos os subsídios necessários à elaboração do projeto básico, que deve conter, no mínimo, os seguintes elementos:

- Demonstração e justificativa do programa de necessidades, avaliação de demanda do público-alvo, motivação técnico-econômico-social do empreendimento, visão global dos investimentos e definições relacionadas ao nível de serviço desejado.
- Condições de solidez, de segurança e de durabilidade.
- Prazo de entrega.
- Estética do projeto arquitetônico, traçado geométrico e/ou projeto da área de influência, quando cabível.
- Parâmetros de adequação ao interesse público, de economia na utilização, de facilidade na execução, de impacto ambiental e de acessibilidade.
- Proposta de concepção da obra ou do serviço de engenharia.
- Projetos anteriores ou estudos preliminares que embasaram a concepção proposta.
- Levantamento topográfico e cadastral.
- Pareceres de sondagem.
- Memorial descritivo dos elementos da edificação, dos componentes construtivos e dos materiais de construção, de forma a estabelecer padrões mínimos para a contratação.

Projeto Básico: conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado para definir e dimensionar a obra, ou o complexo de obras objeto da licitação, elaborado com base nas indicações dos estudos técnicos preliminares, que assegure a viabilidade técnica e o adequado tratamento do impacto ambiental do empreendimento e que possibilite a avaliação do custo da obra e a definição dos métodos e do prazo de execução, devendo conter os seguintes elementos:

- Levantamentos topográficos e cadastrais, sondagens e ensaios geotécnicos, ensaios e análises laboratoriais, estudos socioambientais e demais dados e levantamentos necessários para execução da solução escolhida.
- Soluções técnicas globais e localizadas, suficientemente detalhadas, de forma a evitar, por ocasião da elaboração do projeto executivo e da realização das obras e montagem, a necessidade de reformulações ou variantes quanto à qualidade, ao preço e ao prazo inicialmente definidos.
- Identificação dos tipos de serviços a executar e dos materiais e equipamentos a incorporar à obra, bem como das suas especificações, de modo a assegurar os melhores resultados para o empreendimento e a segurança executiva na utilização do objeto, para os fins a que se destina, considerados os riscos e os perigos identificáveis, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução.

- Informações que possibilitem o estudo e a definição de métodos construtivos, de instalações provisórias e de condições organizacionais para a obra, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução.
- Subsídios para montagem do plano de licitação e gestão da obra, compreendidos a sua programação, a estratégia de suprimentos, as normas de fiscalização e outros dados necessários em cada caso.
- Orçamento detalhado do custo global da obra, fundamentado em quantitativos de serviços e fornecimentos propriamente avaliados, obrigatório exclusivamente para os regimes de execução previstos nos incisos I, II, III, IV e VII do caput do art. 46 desta Lei.

Nota: No caso de obras subterrâneas, o projeto básico deve, adicionalmente, explicitar o modelo geológico resultante das investigações, com a identificação das condições de maciço previstas e dos critérios para caracterização de condições diferentes. Essa definição é essencial para mitigar disputas durante a execução e para assegurar a adequada gestão de riscos geotécnicos.

Projeto Executivo: conjunto de elementos necessários e suficientes à execução completa da obra, com o detalhamento das soluções previstas no projeto básico, a identificação de serviços, de materiais e de equipamentos a serem incorporados à obra, bem como suas especificações técnicas, de acordo com as normas técnicas pertinentes. Cabe também ao projeto executivo propor ou ajustar o projeto básico em caso de serem encontradas condições de maciço diferentes daquelas previstas.

O projeto executivo deverá ser elaborado concomitantemente à execução dos serviços de construção.

1.4 FATORES DE PROJETO

O processo de elaboração de um projeto de túnel deve envolver todos os fatores que, de forma direta ou indireta, influenciam a estabilidade da escavação.

Respeitado o alcance atinente a cada fase de projeto, esses fatores podem ser divididos em:

- Fatores intrínsecos do terreno: referem-se às condições, composição e características específicas de cada tipo de terreno. Esses fatores determinam o comportamento do terreno e são particulares para cada material. As informações detalhadas sobre este tema estão apresentadas no Capítulo 3.

- Fatores determinantes do estado de tensão-deformação: o estado de tensão e deformação é um elemento crucial no projeto de túneis e deve ser minuciosamente avaliado durante a fase de investigação e exploração, inclusive o estado de tensões in situ. Esses fatores variam de acordo com cada projeto. Adicionalmente, as condições hidrológicas e a orientação das estruturas geológicas são determinantes para o estado de tensão e deformação, influenciando diretamente o comportamento da escavação. A abordagem detalhada deste tema é apresentada no Capítulo 4.
- Fatores socioambientais e requisitos específicos: esses fatores são essenciais em qualquer projeto e estabelecem limitações e requisitos a serem atendidos no projeto do túnel, tais como recalques máximos permitidos, níveis máximos de ruído ou vibrações e a proteção das águas subterrâneas.
- Outros fatores: existem fatores específicos a cada projeto que também influenciam o comportamento do túnel e devem ser considerados no projeto, principalmente na fase de execução, dentro dos quais podem ser citadas a presença de agentes corrosivos na água subterrânea, variações significativas de temperatura no terreno, produção de gases dentro do túnel, práticas locais de construção, experiência dos construtores, grau de incerteza sobre os materiais a serem escavados e a qualidade dos projetos preliminares.

Como uma atividade tipicamente multidisciplinar, o projeto de túnel deverá observar como se dá a interação desses fatores entre si, tanto na fase construtiva da obra, como posteriormente no período da operação e uso do ativo.

Ainda, em uma visão mais ampla, distintos elementos demandam sua observação quando da elaboração do projeto do túnel. De maneira exemplificativa, tem-se os seguintes temas:

- Aspectos geométricos: incluem o alinhamento e a geometria da estrutura, que são cruciais para garantir a funcionalidade e a integridade do túnel.
- Modelo do terreno: reúne os modelos topográfico, geológico, geotécnico e hidrogeológico, fornecendo uma compreensão completa das condições do terreno para um projeto eficaz.
- Avaliação e identificação dos riscos inerentes ao terreno: identificar e avaliar os potenciais riscos associados ao terreno e às técnicas construtivas é essencial para a implementação de medidas de mitigação adequadas.
- Definição dos requisitos específicos do projeto: cada projeto tem requisitos únicos que devem ser claramente definidos e considerados.

- Projeto dos elementos de suporte e sequência de escavação: deve-se projetar elementos de suporte e revestimento, e planejar a sequência de escavação de forma a atender aos requisitos estabelecidos e garantir a segurança durante a construção.
- Projeto do suporte definitivo: o suporte definitivo deve ser projetado para garantir a estabilidade e durabilidade do túnel ao longo de sua vida útil, observando a proteção da obra contra os fatores decorrentes da presença de água.
- Consideração da vida útil do túnel: o projeto deve garantir que o túnel permaneça funcional e seguro por pelo menos 100 anos, incorporando medidas para manutenção e monitoramento ao longo desse período.

2 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

Apresentam-se as recomendações e os parâmetros mínimos para o projeto geométrico de túneis. O projeto em planta e perfil deve atender às regulamentações estabelecidas nas seguintes publicações:

- Publicação IPR – 740: Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas;
- Publicação IPR – 706: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais;
- Publicação IPR – 718: Manual de Projeto de Interseções;
- ABNT NBR 12915/2026: Via férrea – Gabarito ferroviário e entrevia – Especificações;
- ABNT NBR 15661/2021: Proteção contra incêndio em túneis rodoviários e urbanos;
- ABNT NBR 16484/2020: Segurança contra incêndio para sistemas de transporte sobre trilhos – Requisitos.

2.1 CRITÉRIOS PARA LOCALIZAÇÃO DO TÚNEL

Ao idealizar a implantação de um túnel, seja rodoviário ou ferroviário, é necessário observar a localização desejada para que sejam avaliadas as vantagens e desvantagens da área para a determinação do traçado do empreendimento.

Na avaliação, devem ser considerados fatores financeiros, técnicos e socioambientais, como:

A. Fatores financeiros

- Custos de construção: avaliação dos custos iniciais associados à construção do túnel.
- Custos de manutenção e operação: consideração dos gastos contínuos para manter e operar o túnel ao longo da sua vida útil.
- Benefícios financeiros: análise dos benefícios econômicos que o túnel pode proporcionar, tais como menor distância de transporte, economia de combustível e tempo, maior segurança etc.

B. Fatores técnicos e de mobilidade

- Problemas geológicos e geotécnicos: eficácia do túnel para resolver problemas geológicos e geotécnicos na superfície, os quais poderiam aumentar significativamente os custos e riscos de uma rodovia ou ferrovia a céu aberto.
- Segurança para a mobilidade: avaliação de aspectos de segurança como inclinação longitudinal, galerias de escape, iluminação, ventilação, estações de emergência etc.
- Mobilidade de vias adjacentes: impacto na mobilidade das vias adjacentes durante e após a construção.
- Riscos naturais: avaliação do risco de deslizamentos, inundações e outros desastres naturais.
- Problemas topográficos: identificação de desafios relacionados à topografia da área.
- Afetação a estruturas e recursos hídricos: avaliação do impacto em estruturas existentes, taludes e fontes hídricas.
- Cronograma de execução: consideração do cronograma de execução e seu impacto na mobilidade.

C. Fatores socioambientais

- Emissões: avaliação das emissões de ruído e gases nas fases de obras e operação.
- Localização dos portais: impacto da localização dos portais do túnel como pontos de concentração de emissões.
- Zonas de proteção e conservação: consideração de áreas de proteção, conservação e reserva.
- Depósitos de solo: identificação e manejo.
- Impacto hidrogeológico: avaliação do impacto no balanço hidrogeológico da área.
- Impacto nas comunidades e cidades: consideração do impacto nas comunidades e povoamentos próximos, como separação geográfica.
- Uso do solo: impacto no uso do solo.
- Flora: avaliação do impacto na vegetação da área.

2.2 COLETA E COMPILAÇÃO DE DADOS

A empresa projetista, como parte das informações básicas, deverá incluir nos documentos do anteprojeto, conforme a IS-207 da Publicação IPR – 726 (DNIT, 2006) e Sánchez (2014), o seguinte:

A. Elementos topográficos preexistentes

- Plantas de levantamentos topográficos generalizados ou específicos.
- Fotografias aéreas, imagens de satélite, fotomosaicos e restituições aerofotogramétricas.
- Mapas cadastrais e cartas geográficas.
- Planta e perfil topográficos.

B. Dados geológicos e geotécnicos preexistentes

- Mapas geológicos.
- Dados do subsolo existentes, incluindo sondagens, ensaios e testes realizados para outras vias, obras de arte ou edificações na área do projeto.
- Resultados de testes e ensaios geotécnicos.
- Estudos e trabalhos relacionados a aspectos geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos.

C. Dados climáticos, fluviométricos e socioeconômicos

- Elementos relativos à hidrologia das bacias da área em estudo e zonas adjacentes (registros de precipitação, enchentes, cobertura do solo).
- Comportamento hidráulico de rios, canais e córregos, além de características das obras de arte existentes (pontes, bueiros, galerias).
- Dados sobre uso do solo, indicadores socioeconômicos e custos de desapropriação.
- Dados de inspeções *in loco*.

D. Localização de infraestruturas existentes

- Localização e natureza de linhas de transmissão de energia, interceptores, emissários, tubulações de águas pluviais, adutoras, entre outros.

- Contato com órgãos e concessionárias responsáveis por instalações aéreas, subterrâneas e subaquáticas, bem como empresas ferroviárias e operadores de transporte.

E. Elementos específicos do projeto

- Seções transversais tipo, definidas conforme mudanças no tipo de solo e classificação geomecânica do maciço.
- Localização das referências fixas no terreno.
- Alinhamento vertical e horizontal.
- Localização dos portais e extensão das zonas de escavação a céu aberto.
- Cotas em planta e no perfil longitudinal.
- Coordenadas UTM (ou conforme órgão competente).
- Indicação do norte geográfico ou magnético.
- Símbolos das curvas horizontais e demais elementos gráficos.
- Tabela de dados da geometria do alinhamento horizontal.
- Tabela de cotas do subleito e do terreno natural para o perfil longitudinal.
- Representação das diferentes seções transversais dentro do túnel e em trechos com túneis falsos, considerando áreas retas e curvas.
- Quadro de notas e simbologia específica.
- Escalas gráficas e numéricas.

2.3 TOPOGRAFIA

A topografia é essencial para o traçado de túneis, impactando custos, prazos e segurança. O projeto começa com a coleta de dados de órgãos competentes, seguida de inspeções em campo e consultas a fontes como IBGE e CPRM/GeoSGB. O levantamento topográfico, alinhado à rodovia/ ferrovia principal, fundamenta o anteprojeto e a implantação da obra.

2.4 DELIMITAÇÃO E ÁREA DE ESTUDO

A largura do levantamento topográfico em planta deverá ser de, no mínimo, 125 metros de cada lado do eixo longitudinal do túnel em projeto. Para definir a largura da área de estudo em túneis gêmeos, serão considerados 125 metros para cada lado a partir de cada um dos

eixos. Deve-se levar em conta o limite da faixa de domínio, que, em alguns casos, pode ter uma extensão maior de um lado do que do outro. Nesse caso, o levantamento topográfico deverá abranger, no mínimo, até o limite da faixa de domínio.

Para definir a extensão do levantamento topográfico, serão considerados pelo menos 100 m a partir da interseção do terreno com o subleito em cada um dos acessos do túnel. Caso o terreno continue paralelo ou semiparalelo ao subleito, deverá ser levantada uma faixa de pelo menos 100 m à frente do portal indicado nas plantas de quilometragem. Se, durante o estudo, houver a possibilidade de deslocamento dos portais, o levantamento topográfico deverá abranger a área necessária para projetar os cortes de acesso ao túnel.

2.5 GRAU DE PRECISÃO

A planta topográfica da área definida para a elaboração do projeto deverá conter a configuração com curvas de nível a cada 1 m. O eixo do traçado da via principal deverá ser referenciado a cada 20 m como considerado na IS-207 da Publicação IPR – 726 (DNIT, 2006). Além disso, deverá incluir a localização de vias secundárias, referências do traçado, construções adjacentes (indicando o tipo de construção), linhas de energia elétrica, telecomunicações, dutos, cercas ou muros, estradas, simbologia e todos os dados necessários para a elaboração do projeto.

2.6 ESTAQUEAMENTO EM CAMPO PRÉVIO À CONSTRUÇÃO

Antes do início da construção do túnel, será realizado o estaqueamento do eixo do projeto em campo, garantindo a correta implantação do alinhamento horizontal. Esse procedimento seguirá as diretrizes da IS-207 da Publicação IPR – 726 (DNIT, 2006), contemplando a marcação dos pontos principais do traçado, além de estacas intermediárias a cada 20 m nos portais e ao longo do túnel, conforme necessário pela topografia.

Inicialmente, será fixado o eixo do projeto para verificar a existência de possíveis obstáculos que possam exigir ajustes no traçado. Caso não sejam identificadas interferências, o estaqueamento seguirá conforme o projeto aprovado. Em situações que demandem modificações, a questão será reportada ao órgão responsável.

Adicionalmente, serão registrados os limites dos terrenos e a identificação dos proprietários. Quando houver necessidade de desapropriação, serão delimitadas as áreas afetadas para fins de regularização fundiária.

Durante a construção, o estaqueamento será refeito a partir dos pontos referenciados no Plano Topográfico Geral. Os pontos de controle primários serão fixados por marcos geodésicos ou pinos de aço embutidos em blocos de concreto para garantir estabilidade e precisão. Já as referências secundárias serão associadas a elementos fixos e estáveis do terreno.

Nas tangentes, serão estabelecidos pontos intervisíveis com distância máxima de 500 m, dependendo das condições do terreno. Em curvas, serão referenciados os pontos de interseção (PI) e os pontos inicial e final de cada curva (Ponto de Curvatura – Ponto de Tangência). Cada ponto deverá contar com pelo menos duas referências intervisíveis.

O traçado em planta e perfil deve considerar a definição do eixo do túnel, incluindo pontos de interseção (PI), pontos de curvatura e tangência, além da segmentação do alinhamento conforme as condições topográficas. As seções transversais devem abranger o terreno natural e os elementos geométricos da via, permitindo a avaliação dos cortes, aterros e possíveis tratamentos de taludes, especialmente nas proximidades dos portais.

Por fim, serão apresentados planos de seções transversais abrangendo o terreno natural, a geometria da pista, os taludes de corte ou terraplenagem e demais elementos relevantes. Essas seções devem cobrir uma faixa de aproximadamente 30 m antes do portal do túnel e 20 m após, indicando os tratamentos previstos para os taludes.

2.7 CRITÉRIOS GERAIS PARA A DEFINIÇÃO DOS PORTAIS DO TÚNEL

A escolha da localização dos portais deve considerar diferentes alternativas, avaliando a cobertura mínima no início da escavação, o comprimento do túnel e as estruturas necessárias nos portais, as quais devem apresentar estabilidade e viabilidade construtiva.

Os acessos aos portais são obras preliminares do túnel e devem permitir o tráfego seguro de equipamentos pesados. No entanto, sua execução pode impactar o terreno e os cortes planejados a ponto de impedir a execução da obra definitiva.

O traçado dos acessos deve minimizar interferências nos taludes de entrada e evitar cruzamentos desnecessários ou passagens sobre o túnel próximo ao portal, pois isso pode comprometer a cobertura inicial e a estabilidade da estrutura.

2.8 PROJETO DE TÚNEL RODOVIÁRIO

Quando da elaboração do projeto de um túnel rodoviário, haverá situações em que o traçado de implantação não aceitará alternativas locacionais diversas.

Nas demais condições, em que a geometria em planta pode ser ajustada de acordo com a série de condicionantes elencadas neste Manual, deverão ser buscadas as melhores condições para localizar os portais, desviando das áreas identificadas como potencialmente instáveis ou interferências antrópicas existentes, além de orientar o túnel de forma favorável em relação às estruturas geológicas importantes e coberturas verticais e laterais, como, por exemplo, em zonas de falhas.

2.8.1 Projeto em planta

O projeto em planta inclui a verificação das condições mínimas de visibilidade e sinalização tanto nos acessos quanto no interior do túnel, com referência na velocidade e nos critérios de projeto estabelecidos.

O projeto geométrico em planta de um túnel rodoviário e seus acessos deve contemplar aspectos como:

- A localização dos portais e seus acessos;
- Coberturas verticais e laterais;
- A visibilidade em curva no interior do túnel;
- A distância de parada.

Um elemento de grande relevância é a definição do raio mínimo, que é determinado pela velocidade diretriz planejada para aquele segmento da via. Deve-se considerar a diretriz de raio mínimo estabelecida nas publicações IPR – 706 – Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais e IPR – 740 – Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas.

Geralmente, o raio de projeto é equivalente ao raio do eixo da rodovia, entretanto, a equação considera o centro de gravidade do veículo, localizado próximo ao centro da faixa de tráfego mais interna.

Para o projeto geométrico deverão ser observadas orientações como a superelevação máxima de 8 %. No tocante às curvas, deverão ser apenas do tipo espiral-círculo-espiral e, sugere-se que sejam evitados comprimentos maiores que 1500 m sem ao menos uma curva.

Ainda, deve-se evitar que o usuário visualize os portais a grandes distâncias, desta forma, recomenda-se projetar curvas horizontais nas suas proximidades com distância máxima de 500 m.

2.8.2 Projeto geométrico em perfil

O projeto geométrico em perfil contemplará parâmetros ou fatores que incidam no nível de serviço concebido para o projeto, como a drenagem, a emissão de gases, as curvas verticais e as rampas máximas admitidas.

A drenagem tem que ser capaz de evacuar os fluxos, tanto das águas de infiltração do terreno como daquelas que ingressem no túnel por outros motivos, de tal forma que não se diminua o nível de serviço esperado. Além disso, deve conectar-se a um sistema de tratamento das águas e cumprir os parâmetros estabelecidos pelas entidades ambientais que regem a matéria.

É necessário adotar rampas adequadas e não incluir curvas verticais côncavas no interior do túnel. Importante ter em conta que a emissão de gases contaminantes aumenta progressivamente com a inclinação da rampa, tornando-se elevada a partir dos 3 % de inclinação.

Embora as rampas descendentes máximas não acarretem as mesmas consequências, é preciso considerar o “efeito chaminé” que elas induzem e suas implicações em caso de incêndio. Desta forma, em conformidade com a ABNT NBR 15661/2021, não será permitido rampas longitudinais superiores a 5 % e inferiores a 0,5 % em túneis. A menos que as condições do projeto o impeçam, o túnel será projetado de modo que o escoamento das águas seja alcançado por gravidade.

As curvas verticais para a conexão com os portais devem atender aos raios mínimos da Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Raios mínimos verticais

Raio de curvatura (m)	3.000	4.000	5.000	6.500	8.000
Velocidade diretriz (Km/h)	60	70	80	90	100

Fonte: FSV (2007)

2.8.3 Estudo de capacidade para definição das seções transversais para túneis rodoviários

O presente Manual considera a implantação de túneis rodoviários unidirecionais, compostos de duas, três ou quatro faixas de rolamento, sem acostamentos e com baias para paradas de segurança a serem construídas em intervalos regulares.

A decisão de qual seção transversal deve ser adotada em um projeto de túnel rodoviário, dentre as disponíveis neste Manual, deverá ser tomada com base na demanda da via a longo prazo. Quando, em função da demanda atual, a quantidade de faixas na rodovia antes e após o túnel for inferior à quantidade de faixas da configuração final, essa faixa adicional poderá ser utilizada inicialmente como acostamento.

Para tanto, estão apresentadas as tabelas de nível de serviço para o horizonte de projeto, considerado de 50 (cinquenta) anos, e delas deverá ser extraído o número de faixas necessárias no túnel, para atender ao tráfego de longo prazo, tomando por base as características geométricas da via e a composição de frota atual.

A Figura 2.1 e Figura 2.2 apresentam a relação entre o número de faixas de rolamento e o VMDA (Volume Médio Diário Anual) em função do percentual de veículos pesados no túnel, considerando dois tipos de terreno.

A Figura 2.1 ilustra essa relação para terreno plano, onde considerou-se a rampa ≤ 3 % enquanto a Figura 2.2 aplica a análise a um terreno ondulado, com rampa entre 3 % e 5 %, assim as variações de elevação influenciam o fluxo, especialmente para veículos pesados. Essas figuras fornecem diretrizes para determinar o número adequado de faixas de rolamento de acordo com o perfil do terreno e o volume de tráfego esperado.

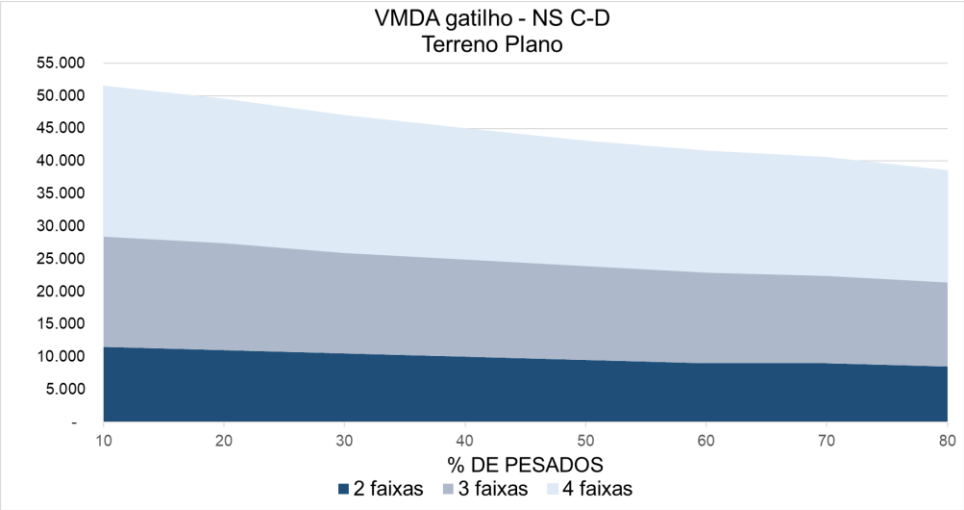


Figura 2.1 Número de faixas de rolamento para VMDA e % de veículos pesados no túnel – Terreno plano

Fonte: Elaboração própria (2025)

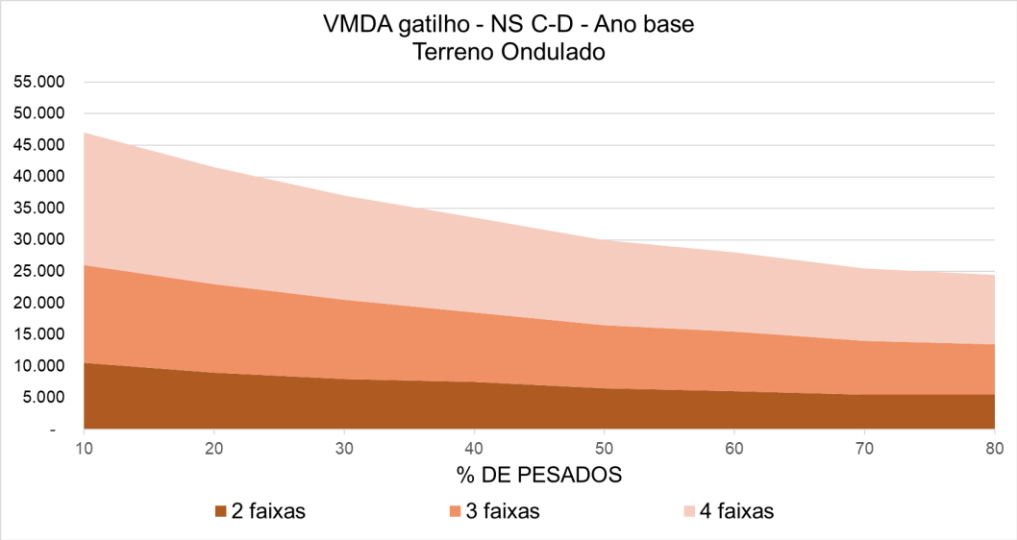


Figura 2.2 Número de faixas de rolamento para VMDA e % de veículos pesados no túnel – Terreno ondulado

Fonte: Elaboração própria (2025)

Ressalta-se que, nos casos em que a elevação do terreno for superior a 4,5 %, faz-se necessária a realização de simulação adicional de rampa crítica.

Para realizar as estimativas apresentadas na Figura 2.1 e na Figura 2.2, foram adotadas algumas premissas referentes ao estudo de capacidade:

- Fator hora pico: 0,95;
- Fator K: 10 %;
- Velocidade regulamentar da via: 80 km/h;
- Horizonte de projeto: 50 anos;
- Elasticidade PIB-Tráfego: 1;
- Estimativa de crescimento do PIB: OCDE (Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Econômico);
- Nível de serviço adequado: A, B ou C – Quando o nível de serviço atinge “D”, foi simulado o acréscimo de uma faixa de rolamento.

Por fim, destaca-se que as premissas apresentadas se aplicam ao estudo de viabilidade geral, em que, caso o empreendimento possua alguma especificidade, recomenda-se a realização de estudo de capacidade específico.

2.8.4 Seções transversais de túneis rodoviários

A seção transversal típica do túnel rodoviário, contendo informações sobre o suporte, impermeabilização, drenagem, revestimento e acabamento, juntamente com espaços utilizáveis e equipamentos, está apresentada esquematicamente na Figura 2.3. Com base nisso, a seção de projeto é definida com as seguintes partes:

- Espaço utilizável para o tráfego: espaço para passagem pelo túnel acima da superfície de rolamento, abrigo com espaço para passarela, espaço para equipamentos, incluindo margem de segurança.
- Espaço utilizável para fins construtivos: o espaço para tolerâncias leva em consideração as variações devido aos processos executivos, e considera medidas construtivas posteriores.
- Espaço para sistemas de segurança e operação: o espaço para alocação de itens como ventilação, iluminação, sinalização de tráfego, combate a incêndio e controle, quando aplicáveis, e que não poderão interferir na liberdade de tráfego de cada modal.

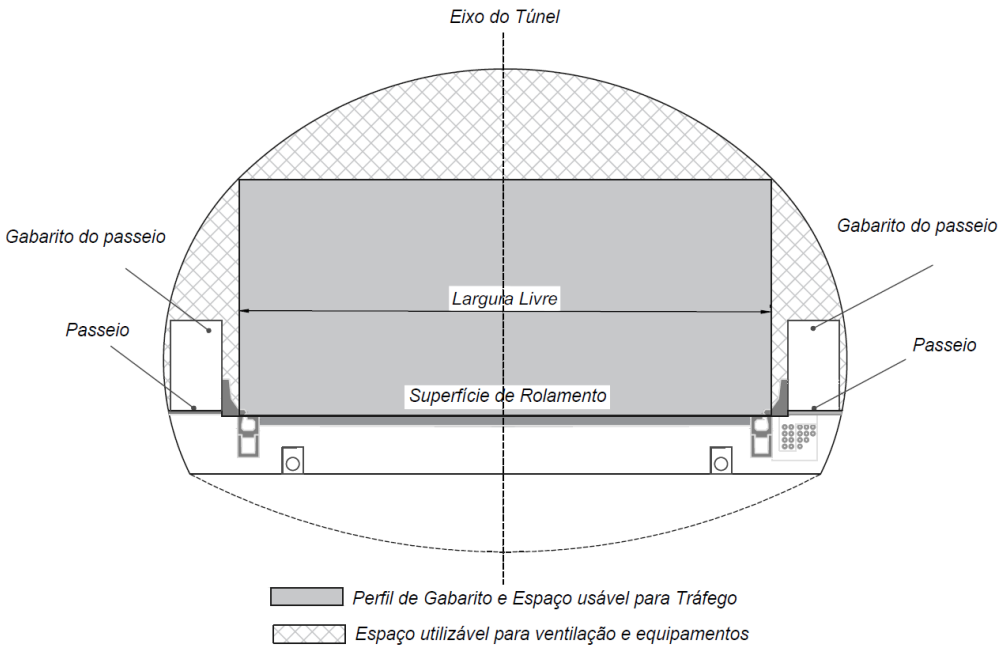


Figura 2.3 Seção transversal típica do túnel

Fonte: Elaboração própria adaptada de SIA 197 (2004)

As seções devem ser definidas durante a etapa do projeto geométrico, considerando o volume de tráfego, de acordo com as premissas apresentadas na subseção 2.8.3, a extensão do trecho e o tipo de maciço onde o empreendimento será instalado.

As seções de projeto constituem a área livre do túnel e devem prever as áreas mínimas requeridas para o correto funcionamento dos sistemas eletromecânicos, quando aplicáveis. No caso dos túneis que requerem um sistema de ventilação, o projeto da seção transversal deverá se ajustar às especificações desse sistema, pois diferentes comprimentos de túneis requerem diferentes tipos de sistemas de ventilação, que impactam o tamanho da seção.

Nas seções transversais para aplicação em rodovias, deverá ser observado o número de faixas de rolamento necessário para a demanda prevista no horizonte de projeto, bem como as variações transversais de declividade (superinclinação) de modo que a seção referencial de projeto seja aplicável em seções curvas tanto quanto em tangentes.

Tanto nos túneis rodoviários quanto nos túneis ferroviários os pacotes de pavimentação deverão ser considerados como aplicados dentro da seção escavada.

2.8.5 Baias de estacionamento

As baias de estacionamento permitem a parada temporária de veículos dentro do túnel rodoviário, permitindo a livre circulação nas faixas de rolamento, assim como garantindo uma parada segura de veículos destinados à manutenção do túnel.

A distribuição das baias ao longo do túnel deve ser preferencialmente simétrica entre os portais e deverão ser posicionadas em intervalos de até 500 m como descrito na norma ABNT NBR 15661/2021 – Proteção Contra Incêndio em Túneis Rodoviários e Urbanos, conforme mostram a Figura 2.4 e a Figura 2.5.

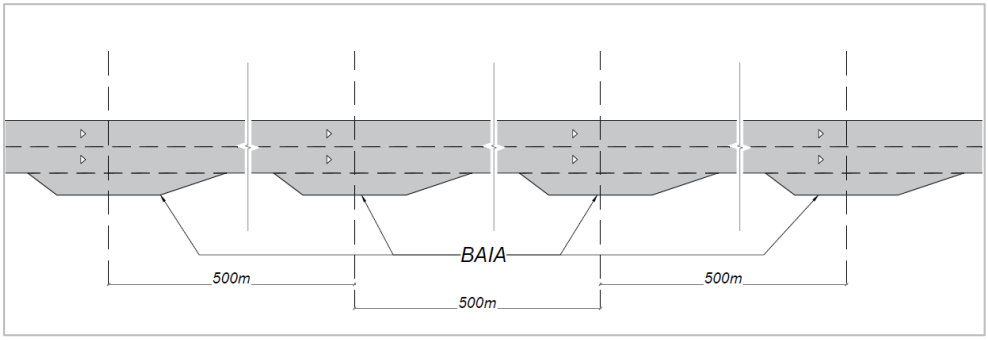


Figura 2.4 Esquema de localização das baias

Fonte: Elaboração própria adaptada de Colombia (2021)

O comprimento mínimo das baias de estacionamento será de 40 m, largura fixa de 4,0 m, e a transição de saída na direção do tráfego com ângulo ≤ 1:3, como mostra a Figura 2.5.

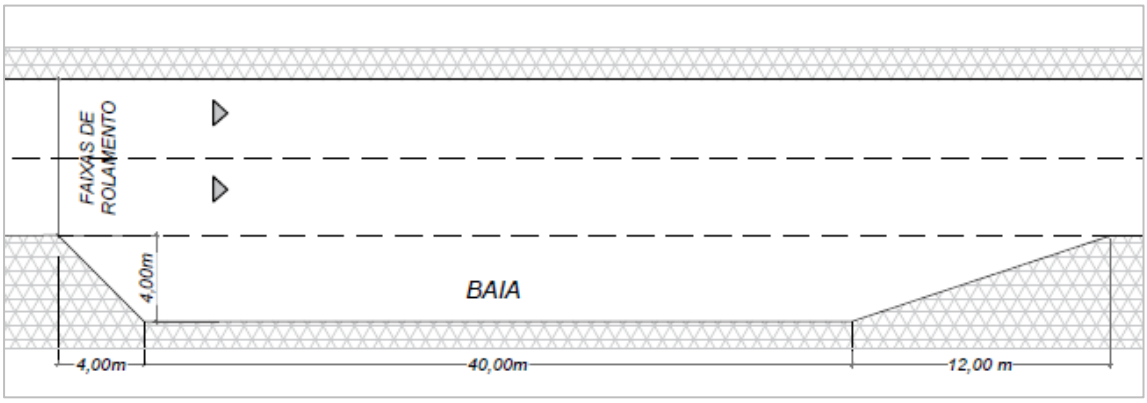


Figura 2.5 Seção em planta da baia

Fonte: Elaboração própria adaptada de Colombia (2021)

2.8.6 Saídas de emergência

No projeto de túneis rodoviários, de acordo com a norma ABNT NBR 15661/2021, é fundamental, para túneis com extensão superior a 500 m, prever rotas de fuga entre túneis paralelos para emergências. Em casos em que existam dois túneis rodoviários em paralelo, seja de sentidos de tráfego opostos ou não, deve haver uma alternativa de acesso entre eles, servindo como rota de fuga.

A distância máxima entre essas saídas de emergência será de 250 metros, garantindo um acesso seguro e eficiente ao túnel adjacente em situações de urgência (Figura 2.6).

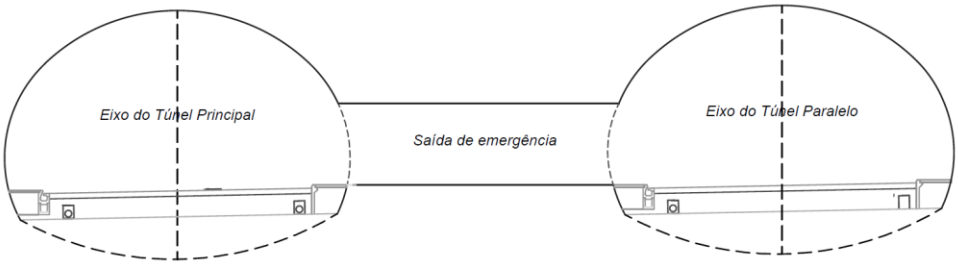


Figura 2.6 Saída de emergência para o túnel paralelo ou de serviço

Fonte: Elaboração própria (2025)

2.8.7 Túnel de serviço

Para a implementação de túneis rodoviários singelos com extensão superior a 1000 metros, conforme prescrito pela norma ABNT NBR 15661/2021 – Proteção Contra Incêndio em Túneis Rodoviários e Urbanos, é necessária a implantação de um túnel paralelo ao túnel principal para servir como rota de fuga em emergências.

Esse túnel de serviço terá dimensões mínimas adequadas para permitir o tráfego de um veículo de emergência e estará conectado ao túnel principal, conforme as especificações e distanciamentos estabelecidos no Apêndice A.

Diante da necessidade de implantar um túnel de serviço quando o túnel singelo tiver extensão superior a 1000 metros, é crucial considerar a relação custo-benefício de se construir um túnel duplo para tráfego, em vez de uma galeria de emergência singela. Avaliar essa alternativa pode trazer benefícios em termos de segurança e funcionalidade, além de potencialmente otimizar os custos operacionais e de manutenção a longo prazo.

A seção de escavação mínima para o túnel de serviço está mostrada no Apêndice A.

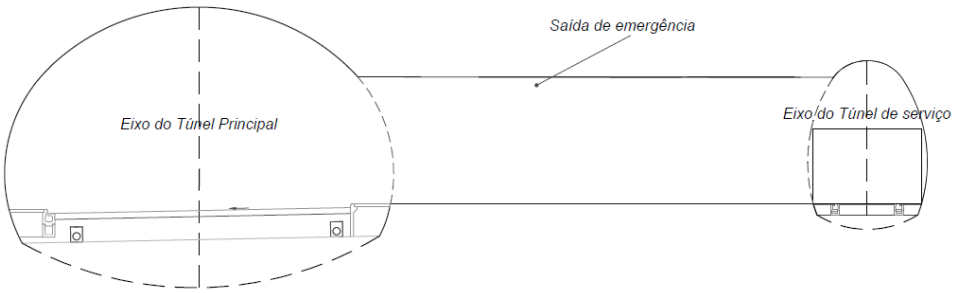


Figura 2.7 Seção túnel de serviço

Fonte: Elaboração própria (2025)

2.8.8 Calçadas e barreiras de segurança

Em cumprimento às diretrizes da Instrução Técnica nº 35/2025 – Túnel Rodoviário, atualizada pela Portaria nº CCB 003/800/25, publicada no Diário Oficial do Estado de São Paulo em 20 de março de 2025, os túneis rodoviários com qualquer extensão podem contemplar os seguintes elementos de infraestrutura de segurança:

- Implantação em ambos os lados do túnel de calçadas e barreiras de segurança, destinadas ao acesso de equipes de emergência e evacuação de usuários.
- Largura livre mínima de 1,20 metro, garantindo a circulação segura de pedestres, inclusive com necessidades especiais.
- Proteção por barreiras rígidas contínuas, separando a pista de rolamento das calçadas.
- Aberturas nas barreiras rígidas podem ser previstas a cada 60 metros, permitindo o acesso cruzado entre calçadas.
- As aberturas nas barreiras podem ter largura mínima de 1,00 metro, com tolerância máxima de 5 centímetros, e serão executadas preferencialmente no lado direito da via, em frente aos hidrantes e equipamentos de comunicação.
- A transição entre pista de rolamento e calçada, nas aberturas entre barreiras de proteção, pode ocorrer por apenas um degrau ou rampa, de forma a facilitar o acesso durante situações emergenciais.
- Toda a rota de fuga até o exterior do túnel será construída sem degraus, escadas ou obstáculos, assegurando acessibilidade plena.

2.8.9 Seções tipo

No projeto de túneis, a relação de seções tipo (gabarito interno) é essencial para garantir a funcionalidade e a segurança das vias. Tanto nos túneis rodoviários quanto nos túneis ferroviários os pacotes de pavimentação serão considerados como aplicados dentro da seção escavada.

Tomando por base essas considerações, são apresentadas no Apêndice A as seções tipo para túneis rodoviários, cujas definições resumidas estão apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 Áreas livres das seções tipo de túneis rodoviários

Seção tipo	Área livre (m²)	Descrição
Duas faixas de rolamento (RBR – 01)	97, 86	Seção com duas faixas de rolamento unidirecional, destinada ao fluxo de tráfego em uma única direção, comum em rodovias de médio porte.
Três faixas de rolamento (RBR – 02)	142,25	Seção com três faixas de rolamento unidirecional, projetada para acomodar maior volume de tráfego e permitir ultrapassagens seguras.
Quatro faixas de rolamento (RBR – 03)	194,05	Seção com quatro faixas de rolamento unidirecional, ideal para rodovias com alto fluxo de veículos, promovendo fluidez e segurança.
Duas faixas de rolamento com baia (RBR – 04)	135,26	Seção com duas faixas de rolamento unidirecional e uma baia de parada, destinada a paradas de emergência e apoio à manutenção dentro do túnel.
Três faixas de rolamento com baia (RBR – 05)	184,11	Seção com três faixas de rolamento unidirecional e baia de parada, suportando tráfego intenso e facilitando operações de emergência e manutenção.
Quatro faixas de rolamento com baia (RBR – 06)	241,93	Seção com quatro faixas de rolamento unidirecional e baia de parada, ideal para rodovias de altíssimo fluxo, incluindo suporte para manobras de emergência e serviços de manutenção.
Túnel de serviço (RBR – 07)	40,12	Galeria de segurança unidirecional para uso exclusivo em emergências, oferecendo rota de fuga para pedestres e acesso para equipes de resgate.
Túnel de saída de emergência (RBR – 08)	34,00	Seção destinada exclusivamente à saída/evacuação de usuários e passagem de equipes de socorro; normalmente com largura reduzida, rota de fuga contínua e características de segurança (piso antiderrapante, iluminação de emergência e sinalização).
Observação: As áreas livres calculadas não consideram a existência de arco invertido na seção transversal do túnel.		

Fonte: Elaboração própria (2025)

A área das seções transversais foi calculada inicialmente sem considerar o arco invertido. É fundamental que esses valores sejam adaptados não apenas conforme as condições do maciço, de acordo com a necessidade e as premissas apresentadas na seção 3 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS, mas também, e de forma crucial, levando em conta o tipo de ventilação a ser implementado.

Na Figura 2.8 são apresentadas especificações geométricas das seções tipo de túneis rodoviários, seções essas mostradas graficamente no Apêndice A.

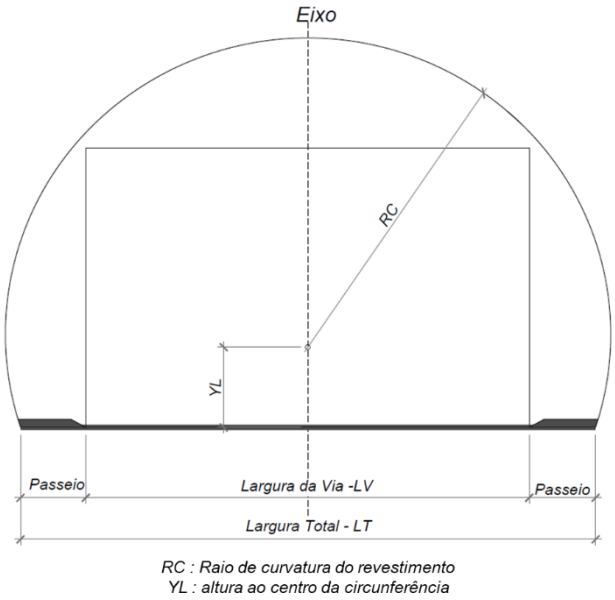


Figura 2.8 Elementos geométricos da seção transversal típica do túnel rodoviário

Fonte: Adaptado de *Norwegian Public Roads Administration* (2004)

2.9 PROJETO DE TÚNEIS FERROVIÁRIOS

O projeto de túnel ferroviário poderá contemplar as definições de geometria viária em planta e perfil, no que diz respeito à geometria da via, além da seção do túnel, de maneira específica.

2.9.1 Projeto geométrico em planta

Tal qual para o projeto de túnel rodoviário, por vezes não haverá muita flexibilidade para se definir o alinhamento do túnel ferroviário.

Quando possível, então, na definição do traçado, por meio do projeto geométrico em planta, serão buscadas as melhores condições para localizar os portais, evitadas as áreas identificadas como potencialmente instáveis ou interferências antrópicas existentes, e orientar o túnel de forma favorável em relação às estruturas geológicas importantes e coberturas verticais e laterais (por exemplo, zonas de falha).

O raio mínimo das curvas horizontais em túneis ferroviários deverá atender aos critérios do projeto geométrico da via permanente, sendo definido em função da velocidade operacional, da bitola e da superelevação adotada, conforme estabelecido na ABNT NBR 16961/2021.

No ambiente subterrâneo, deverão ser observadas as mesmas premissas geométricas da via a céu aberto, não sendo admissível a adoção de parâmetros inferiores aos mínimos normativos.

Para casos em que o traçado da ferrovia ainda estiver em elaboração e não houver definição prévia dos parâmetros geométricos da via, os raios mínimos deverão ser estimados com base em velocidades operacionais compatíveis com o tipo de transporte previsto, devendo-se priorizar a adoção de valores superiores aos mínimos normativos, especialmente em túneis ferroviários, visando melhores condições operacionais, redução de esforços laterais e maior durabilidade dos componentes da via permanente.

A adoção de raios inferiores aos recomendados somente deverá ocorrer mediante justificativa técnica fundamentada, considerando condicionantes de traçado, limitações topográficas, geológicas ou interferências existentes.

2.9.2 Projeto geométrico em perfil

No Brasil, não há um limite único e absoluto para rampas em túneis ferroviários, sendo essas definidas em função dos estudos operacionais da ferrovia. No entanto, tendo em vista que o transporte ferroviário é predominantemente de carga, deve-se ter como foco principal a manutenção de gradientes baixos, visando à operação eficiente de trens longos e pesados, com redução de esforços excessivos nos sistemas de tração e frenagem.

Nesse contexto, a rampa máxima compensada deverá ser estabelecida com base nos estudos operacionais do trecho, não devendo ultrapassar, em condições usuais, o valor de 1,45 %, conforme diretrizes da ABNT NBR 16961/2021. Em trechos em curva, deverá ser

considerado o efeito da resistência adicional ao movimento das composições, por meio da adoção do conceito de rampa compensada.

Nos trechos em curva, a superelevação da via deverá ser dimensionada conforme a ABNT NBR 16810, considerando a velocidade operacional, o raio da curva e as características do material rodante, devendo ser compatibilizada, em túneis, com o gabarito ferroviário, o envoltório cinemático e a seção transversal da obra subterrânea.

Adicionalmente, em trechos em túnel, deverá ser prevista rampa longitudinal mínima da ordem de 0,25 %, de modo a garantir o adequado escoamento das águas e o funcionamento dos sistemas de drenagem.

Em todos os casos, o projeto considerará as características topográficas e geológicas do local, bem como os requisitos de drenagem, ventilação e segurança.

2.9.3 Seções transversais de túneis ferroviários

A seção transversal típica do túnel ferroviário, contendo informações sobre o suporte, impermeabilização, drenagem, revestimento e acabamento, juntamente com espaços utilizáveis e equipamentos, se necessários, está apresentada esquematicamente na Figura 2.9.

Com base nisso, a seção de projeto é definida com as seguintes partes:

- Espaço utilizável para o tráfego: espaço destinado para passagem dos veículos pelo túnel na superfície de rolamento, além de abrigo com espaço para passarela e espaço destinado a equipamentos, incluindo margem de segurança.
- Espaço para sistemas de segurança e operação (se necessário): o espaço para alocação de itens como ventilação, iluminação, combate a incêndio e controle, quando aplicáveis. Os sistemas não poderão interferir na liberdade de tráfego.

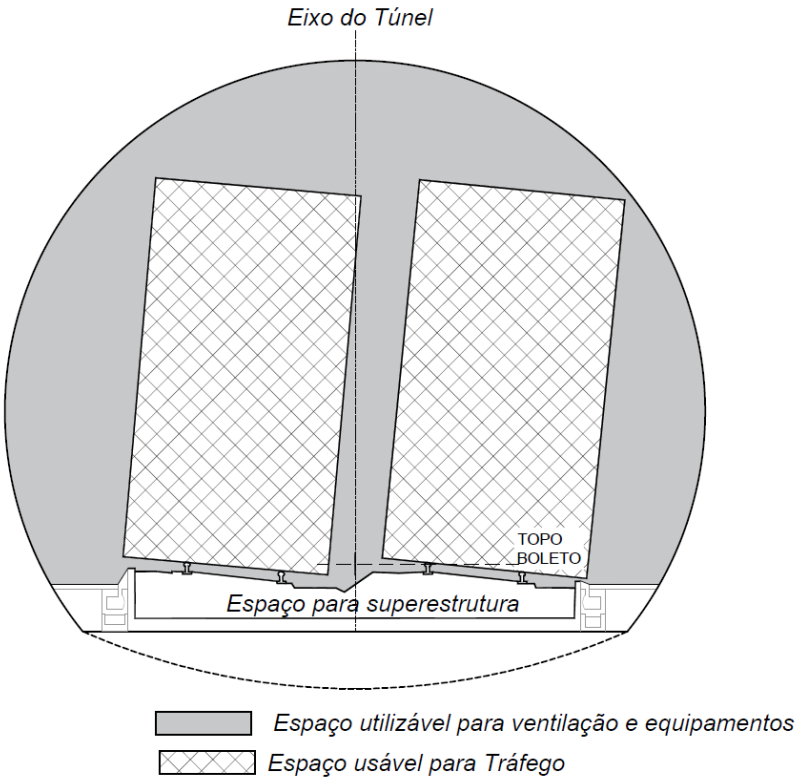


Figura 2.9 Seção transversal típica de túnel ferroviário

Fonte: Elaboração própria adaptada de SIA 197/1 (2004)

As seções tipo dos túneis ferroviários serão projetadas considerando a necessidade de acomodar trens de carga que transportam contêineres duplos, conhecidos como "*Double Stack wagons*". Esse tipo de carga demanda um perfil de túnel mais amplo e alto, específico para essa operação.

Embora a norma ABNT NBR 12915/2026 – Via férrea – Gabarito ferroviário e entrevia – Especificações defina os parâmetros geométricos para túneis ferroviários com seção unidirecional, ela não aborda as especificações necessárias para o transporte de contêineres duplos. Portanto, a norma será utilizada como referência principalmente para determinar os espaçamentos mínimos entre as linhas ferroviárias e os objetos dentro do túnel.

A partir dessas referências, foram desenvolvidas seções tipo, adequadas tanto para via singela quanto para via dupla, ambas projetadas para a bitola larga de rodagem. Essas novas seções tipo garantirão a compatibilidade com o transporte de contêineres duplos, assegurando a eficiência e segurança nas operações ferroviárias.

No caso de seção transversal de túneis ferroviários, além de haver a consideração para via singela ou via dupla, é considerado o envoltório cinemático para ambas as situações.

Tomando por base essas considerações, são apresentadas no Apêndice B as seções tipo para túneis ferroviários, cujas definições resumidas estão apresentadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 Áreas livres das seções tipo de túneis ferroviários

Seção tipo	Área livre (m²)	Descrição
Via Singela "*Double Stack Wagons*" (FBR – 01)	74,68	Seção tipo para via ferroviária singela com capacidade para trens de contêineres "*Double Stack*".
Via Dupla "*Double Stack Wagons*" (FBR – 02)	104,17	Seção tipo destinada a duas vias ferroviárias paralelas, cada uma projetada para suportar trens de contêineres "*Double Stack*".
Observação: As áreas livres calculadas não consideram a existência de arco invertido na seção transversal do túnel.		

No Apêndice B são apresentadas as especificações geométricas das seções tipo de túnel ferroviário.

3 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

As investigações, a caracterização e a classificação geológico-geotécnicas são fundamentais para o desenvolvimento de projetos de obras subterrâneas, assim como a definição do modelo geológico-geotécnico e o estado de tensões *in situ*. Essas investigações permitem compreender as condições do terreno e os desafios específicos da construção em subsuperfície, fornecendo dados essenciais para um planejamento seguro e eficiente. Fatores como a complexidade geológica, os métodos de investigação empregados e a interpretação dos resultados influenciam diretamente a precisão e a eficácia dessas análises (ITA-AITES, 2021).

A geologia, a geotecnia, a hidrogeologia e a geomorfologia são áreas cruciais nesse contexto. As características geológico-geotécnicas de maciços e suas respectivas descontinuidades determinam a estabilidade do túnel e seu comportamento frente à escavação.

A ocorrência de água subterrânea, por sua vez, afeta tanto a segurança quanto a viabilidade do projeto. Zonas com alta pressão de água podem comprometer a estabilidade e demandar sistemas de drenagem específicos para garantir o desempenho seguro da estrutura. Para gerenciar esses riscos de forma proativa, o desenvolvimento de um modelo hidrogeológico robusto é fundamental, permitindo a compreensão do fluxo subterrâneo, dos níveis piezométricos e da interação da água com o maciço. Adicionalmente, pode requerer uma estação de tratamento da água coletada para atender aos requisitos ambientais vigentes.

Além disso, a geomorfologia, ao estudar a forma e os processos da superfície terrestre, contribui para a mitigação de riscos como deslizamentos e erosão. Isso é particularmente importante em terrenos complexos e em áreas de emboques, onde é essencial identificar zonas sujeitas a movimentação de massa ou instabilidade superficial, evitando impactos negativos durante a construção e a operação do túnel (Freeze *et al.,* 1979).

As características do projeto, como finalidade do túnel, localização, profundidade, diâmetro e tipo de suporte, são determinantes para definir o escopo das investigações. A geometria e o arranjo das estruturas associadas, como poços e galerias, exigem uma análise cuidadosa para assegurar a integridade da construção.

Projetos localizados em áreas urbanas ou montanhosas, por exemplo, demandam um planejamento de acessos mais complexo e o uso de técnicas específicas de investigação, como sondagens profundas e ensaios de resistência de maciços, para atender aos requisitos de segurança e funcionalidade do túnel.

Em áreas de difícil acesso, onde investigações diretas apresentam maior complexidade de execução, o uso de métodos indiretos – como sensoriamento remoto, técnicas geofísicas e até mesmo drones – mostra-se de grande valia. Esses métodos permitem a obtenção de dados relevantes, contribuindo para a redução do número de sondagens necessárias, em função das limitações de acesso.

Outro fator importante é a função do empreendimento, que direciona os parâmetros de projeto e de investigação. No caso de túneis rodoviários e ferroviários, por exemplo, o foco das investigações está na estabilidade do pavimento e no controle de vibrações.

As investigações também evoluem conforme as fases do projeto. Na fase de Anteprojeto, investigações preliminares fornecem uma visão geral das condições geológicas e hidrogeológicas, permitindo a elaboração de um modelo geológico e hidrogeológico conceitual inicial.

À medida que o projeto avança, como na fase de projeto básico, investigações mais detalhadas são realizadas. Nessa etapa, uma campanha mais robusta de sondagens e ensaios laboratoriais, incluindo ensaios de permeabilidade e instalação de piezômetros, visa refinar o modelo geológico e hidrogeológico, transformando-o em um modelo mais preditivo e quantitativo. Isso permite definir os parâmetros de projeto com maior precisão e avaliar os riscos associados à água subterrânea.

Recomenda-se que a campanha de investigações geológico-geotécnicas no projeto básico seja planejada e executada em etapas sucessivas, conforme as diretrizes da *International Tunnelling and Underground Space Association* – ITA-AITES (2015) e as recomendações de Parker (1991). Essa abordagem permite que cada fase seja orientada pelos resultados da anterior, otimizando o uso dos recursos disponíveis e concentrando os esforços investigativos nos trechos mais críticos ou de maior incerteza geotécnica ao longo do traçado do túnel. Segundo a ITA-AITES (2015), a investigação em etapas possibilita a redução progressiva das incertezas e o aperfeiçoamento do modelo geológico-geotécnico, enquanto Parker (1991; 2008) ressalta que essa metodologia evita gastos desnecessários em áreas homogêneas e melhora significativamente a eficiência e a confiabilidade do projeto.

Na fase de projeto executivo, as investigações se tornam ainda mais específicas, voltadas para o detalhamento de aspectos que requerem atenção especial ou que não foram satisfatoriamente caracterizados nas etapas anteriores, garantindo a validação e o ajuste final do modelo geológico e hidrogeológico para o projeto executivo e a construção.

A escolha do método construtivo também impacta as investigações geotécnicas, pois cada técnica possui requisitos específicos. No caso desse manual, na atual versão, são considerados apenas os métodos de escavação convencionais de túneis, que segundo a ITA-AITES (2015) se caracterizam pela construção de aberturas subterrâneas de qualquer formato com um processo de construção cíclico composto pelas seguintes etapas:

- Escavação, usando os métodos de perfuração e detonação (com explosivos) ou escavadeiras mecânicas básicas.
- Limpeza e remoção do material escavado.
- Colocação dos elementos de suporte primário, como cambotas ou treliças, enfilagens, tirantes ou chumbadores, concreto projetado ou concreto armado.

Dentre os métodos convencionais estão o NATM (novo método austríaco), o SEM (escavação sequencial), o ADECO-RS (Análise da Deformação Controlada em Rochas e Solos), o chamado *Drill & Blast* (perfuração e detonação), ou até com *Roadheaders* (fresas).

Levando-se em conta que esse manual considera, por ora, apenas túneis convencionais, os aspectos aqui citados de investigação geológico-geotécnica enfocam os parâmetros relevantes apenas para esse tipo de escavação. Assim sendo, os parâmetros geotécnicos citados servem para definir as características necessárias para projetos de túneis convencionais.

Adicionalmente, há também a etapa de ensaios de laboratório que visam caracterizar o maciço a ser escavado, definindo os parâmetros dos materiais. No caso da abordagem aqui proposta, os ensaios serão concentrados também na etapa de projeto básico, contribuindo para a estimativa do comportamento do maciço frente à escavação ainda nessa fase de projeto, diminuindo riscos e custos não contemplados antecipadamente.

Ainda em etapa posterior à investigação e à caracterização do maciço a ser escavado, há a etapa de definição do modelo geológico-geotécnico preliminar, na qual um profissional qualificado preverá, muitas vezes com dados pontuais do maciço, um modelo geológico--geotécnico que inclua perfis geológicos indicando a disposição estimada de camadas. Para tal, é essencial aplicar conhecimentos da geologia regional, geologia local e, sobretudo,

entender o ambiente tectônico, incluindo a geologia estrutural. Um bom modelo geológico-geotécnico preliminar certamente contribui para a definição e otimização das investigações e ensaios, levando a um modelo geológico-geotécnico consolidado, que aumentará a qualidade de previsão do comportamento do maciço, diminuindo riscos de construção. Com base nesse modelo, pode-se inclusive propor as condições de maciço previstas e as condições de maciço diferentes do modelo, o que contribui em muito para mitigar disputas durante a construção.

Por fim, os aspectos ambientais também serão considerados para minimizar impactos negativos e garantir a sustentabilidade do projeto. Além dos benefícios, como a redução de emissões de gases de efeito estufa, a implantação de túneis pode causar ruídos, vibrações e alterações na qualidade do ar, que serão controlados.

As investigações geológico-geotécnicas ajudam a antecipar esses impactos e a implementar estratégias de mitigação, como técnicas de escavação que minimizem poeira e vibração. O cumprimento das regulamentações ambientais e a preservação do meio ambiente são essenciais para garantir que o projeto atenda aos critérios de sustentabilidade a longo prazo.

Em resumo, as investigações geológico-geotécnicas, ensaios e definição do modelo geológico-geotécnico e hidrogeológico são etapas fundamentais para a compreensão das condições do terreno e para o planejamento seguro de túneis. Essas atividades são guiadas por fatores como as características do projeto, o método construtivo e as exigências ambientais, contribuindo diretamente para a gestão de riscos e a tomada de decisões informadas, assegurando que o projeto se desenvolva de forma eficaz e em conformidade com as normas técnicas e ambientais.

3.1 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Nesta seção são apresentadas as investigações geológico-geotécnicas, diretas e indiretas, essenciais para o desenvolvimento de projetos de túneis rodoviários e ferroviários. Abordam-se os métodos utilizados para avaliar as condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do terreno, fundamentais para caracterizar a resistência e a estabilidade dos solos e rochas, definir os modelos geológico-geotécnicos e hidrogeológicos de forma integrada, e estimar o comportamento do maciço frente à escavação, considerando os riscos associados à presença e ao fluxo de água subterrânea. A escolha dos métodos e procedimentos será discutida conforme as especificidades de cada projeto, assegurando que todos os aspectos críticos sejam considerados para uma construção segura e eficiente.

O modelo hidrogeológico é uma representação conceitual e/ou numérica do sistema de águas subterrâneas, que busca descrever a distribuição espacial e temporal dos níveis piezométricos, as direções e taxas de fluxo, e as propriedades hidráulicas dos materiais geológicos. Sua elaboração é crucial para prever a entrada de água no túnel, avaliar a necessidade de medidas de controle de água (drenagem, impermeabilização), e estimar os impactos potenciais no ambiente circundante, como o rebaixamento do lençol freático e seus efeitos em estruturas e ecossistemas (ITA-AITES, 2015).

Ressalta-se que normas técnicas e diretrizes das investigações geológico-geotécnicas serão sempre utilizadas, sendo que as nacionais serão as de caráter prioritário. Na ausência de normas ou recomendações técnicas nacionais, normas internacionais serão utilizadas. As principais normas e diretrizes fazem parte do item de referências bibliográficas.

As principais investigações e ensaios de campo são mencionados nos próximos subitens. As tabelas com os quantitativos de cada técnica, sempre que couber, são apresentadas na subseção 3.5.

3.1.1 Trabalhos prévios de escritório

Esta fase é essencial, principalmente durante o início do projeto, seja no anteprojeto, seja no projeto básico, possuindo um peso menor no projeto executivo. É esse trabalho inicial que permite obter um conhecimento inicial da geologia regional e local, bem como a formação de um modelo geológico e hidrogeológico conceitual preliminar, não sendo recomendado omitir essa fase, principalmente antes do mapeamento geológico. Dentre os trabalhos inclusos nessa categoria estão:

- Literatura técnica e estudos existentes: revisão de relatórios e estudos anteriores sobre o local, incluindo estudos geológicos e hidrogeológicos, relatórios de monitoramento de água subterrânea e dados de poços.
- Mapas regionais: análise de mapas topográficos, geológicos, geofísicos e de riscos (como geológicos, hidrogeológicos e de sismicidade), com foco na identificação de estruturas geológicas, aquíferos, zonas de recarga e descarga, e potenciais zonas de fluxo preferencial de água.

- Fotografias aéreas e imagens de satélite: identificação de características superficiais e alterações no uso do solo, bem como feições relacionadas à geologia (ex.: dolinas, falhas dentre outras), água, como nascentes, pântanos, zonas úmidas e lineamentos que podem indicar fraturas condutoras de água.
- Dados de projetos vizinhos ou similares: avaliação de experiências em projetos semelhantes na região, com atenção especial às condições hidrogeológicas encontradas e às soluções de controle de água adotadas.
- Investigações anteriores locais, inclusive de poços de água escavados na região: coleta de dados de níveis d'água, vazões, qualidade da água e características dos aquíferos.
- Uso do meio físico e fatores ambientais: análise do uso do solo e dos aspectos ambientais locais, considerando a influência da vegetação e do uso da terra na recarga e descarga de aquíferos.
- Dados sísmicos, climáticos, pluviométricos e hidrológicos: estudo das condições ambientais e dos riscos naturais da área, essenciais para entender a dinâmica do lençol freático e a variabilidade sazonal dos níveis de água.
- Elaboração do Modelo Geológico e Hidrogeológico Conceitual: síntese de todos os dados coletados para desenvolver uma compreensão inicial da litologia, das feições geológicas, da geometria dos aquíferos, das direções de fluxo e das interações com o ambiente, servindo como base para as investigações de campo subsequentes.

Inicialmente, será realizada uma revisão bibliográfica sistemática dos dados existentes sobre a região em estudo, voltada para os seguintes aspectos: fisiografia (topografia, geomorfologia, morfologia), pedologia, geologia de superfície, hidrologia (drenagens), fitografia e condicionantes climáticos. A rigor, a qualidade (precisão) da contribuição geológica depende basicamente da qualidade, da quantidade e do detalhamento da documentação existente sobre a região, além da capacidade técnica da equipe envolvida nesse trabalho (ANTT, 2020).

As fontes utilizadas no desenvolvimento dessa etapa podem ser artigos e periódicos, dissertações e teses, relatórios e documentos de projetos anteriores na região, cartas, mapas, fotografias aéreas, imagens de satélites e, se possíveis, sobrevoos aéreos, desde que sejam reconhecidas como confiáveis e/ou oficiais. Logo, recomenda-se como fonte de dados a utilização das plataformas oficiais elencadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 Sugestão de fontes a serem utilizadas na fase de trabalhos prévios (continua)

Nome	Domínio	Descrição
Banco de dados Geográficos – Exército Brasileiro	http://www.geoportal.eb.mil.br https://bdgex.eb.mil.br/bdgexapp	Visualização e obtenção de produtos cartográficos em vários formatos digitais (*geotiff*, *shapefile* ou .pdf).
Brasil em Relevo – Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA)	http://www.relevobr.cnpm.embrapa.br	Disponibilizado gratuitamente o Modelo Digital de Elevação (MDE) do SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*) já tratado e dividido segundo a articulação do mapeamento sistemático do IBGE na escala 1:250.000.
Centro de Dados de Sensoriamento Remoto – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE)	http://www.dgi.inpe.br/CDSR	Acervo de imagens orbitais do INPE, que dispõe de *download* de imagens dos satélites da série CBERS (Satélite Sino-Brasileiro de Recursos Terrestres).
Mapa Interativo – Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (Cemaden)	http://www.cemaden.gov.br/ mapainterativo	Mapa interativo da rede observacional para monitoramento de risco de desastres naturais do Cemaden. Possui dados de radar, estações pluviométricas e estações hidrológicas.
Dados Abertos – Agência Nacional de Águas (ANA)	http://dadosabertos.ana.gov.br	O portal “Dados Abertos” da ANA dispõe de dados e informações públicas sobre recursos hídricos no Brasil.
HIDROWEB – ANA	http://hidroweb.ana.gov.br/ https://www.snirh.gov.br/hidroweb/apresentacao	Dados geográficos associados ao tema hidrologia a nível nacional.
Informações Geográficas da Mineração (SIGMINE) – Agência Nacional de Mineração (ANM)	http://www.anm.gov.br/assuntos/ao-minerador/sigmine https://geo.anm.gov.br/portal/home/	Dados relativos à atividade de mineração no Brasil, disponíveis em formato vetorial (*shapefile*).
Sistema Geodatabase – Instituto de Pesquisas e Estudos Florestais (IPEF)	http://ipef.br/geodatabase	Dados de temperatura, chuva e tipo climático, disponível para cada município brasileiro.
Projeto Nacional de Ações Integradas Público-Privadas para Biodiversidade (Probio) – Ministério do Meio Ambiente (MM)	http://mapas.mma.gov.br/mapas/aplic /probio/datadownload.htm	Mapeamento da cobertura vegetal dos biomas brasileiros, cujo servidor de *downloads* dispõe de imagens orbitais e arquivos ESRI *shapefile* (.shp) e ainda arquivos em .pdf (mapas e relatórios).

Quadro 3.1 Sugestão de fontes a serem utilizadas na fase de trabalhos prévios (continuação)

Nome	Domínio	Descrição
Serviço Geológico do Brasil – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM)	http://geowebapp.cprm.gov.br/Riscos/ https://www.sgb.gov.br/geologia	Dados geológicos de todo o território brasileiro.
Sistema de Informações de Águas Subterrâneas – CPRM	http://siagasweb.cprm.gov.br/layout/apresentacao.php https://www.sgb.gov.br/gestao-da-informacao-hidrogeologica	Base de dados geográficos de poços permanentemente atualizada, a partir do mapeamento e da pesquisa hidrogeológica em todo o Brasil, contando com um SIG-Web para descoberta dos dados.

Fonte: ANTT (2020)

Utilizando as fontes citadas no Quadro 3.1, deverá ser elaborada uma série de mapas, utilizando-se a base topográfica e o geométrico de projeto, incluindo:

- Mapa pedológico, contendo a descrição das principais unidades pedológicas presentes na área de estudo.
- Mapa geomorfológico, contendo a descrição das principais unidades geomorfológicas da área de estudo.
- Mapa geológico regional, contendo a descrição das principais unidades geológicas e condições estruturais da área de estudo.
- Mapa hidrogeológico, indicando a distribuição de aquíferos, níveis piezométricos médios, direções de fluxo e zonas de recarga/descarga.
- Lista com cadastro das informações disponíveis para a região de projetos anteriores, inclusive de poços escavados.

A análise interpretativa das fotografias aéreas e imagens de satélite da região terá como principal objetivo separar as unidades mapeáveis de interesse geológico, bem como detectar as feições (falhas, juntas, contatos, xistosidades, estratificações) que possam interferir no estabelecimento das condições geométricas e geotécnicas da região de implementação do túnel, auxiliando na delimitação de locais com possibilidade de ocorrência de materiais de construção, zonas de tálus, cicatrizes de antigos movimentos de taludes, zonas de solos compressíveis, zonas de serras, escarpas, encostas, cristas e quaisquer outras de interesse para o estudo. A norma rodoviária DNER – PRO 012/95 (ou atualização) pode ser utilizada como referência na análise por fotointerpretação.

3.1.2 Mapeamento geológico-geotécnico

O mapeamento de superfície é uma das etapas mais relevantes das investigações geológico-geotécnicas. Com o objetivo de confirmar os levantamentos sistemáticos regionais, será realizada uma inspeção em campo, composta por levantamentos geológico--geotécnicos de superfície ao longo de estradas existentes ou de picadas abertas nas alternativas de traçado. Essa atividade subsidia a elaboração, em planta, de um documento base no qual constarão os aspectos de interesse geológico necessários à definição do traçado do túnel (ANTT, 2020). A área de abrangência desse documento seguirá os critérios da norma DNER – PRO 014/95 (ou atualização), contemplando:

- Condições de acesso.
- Aspectos de natureza física (clima, vegetação e hidrologia) ou de suscetibilidade do empreendimento.
- Unidades mapeáveis de interesses estratigráficos, tectônicos e litológicos (texturais e mineralógicos).
- Feições estruturais (falhas, juntas, contatos, xistosidades, estratificações) que possam interferir no estabelecimento das condições geométricas e geotécnicas do túnel.
- Feições geomorfológicas, como zonas de tálus, cicatrizes de antigos movimentos de taludes, zonas de solos compressíveis, zonas de serras, escarpas, encostas, cristas e quaisquer outras feições de interesse para o estudo.
- Feições hidrogeológicas, como a existência de sumidouros que potencialmente indicam a ocorrência de carste, nascentes, zonas úmidas, pântanos, e lineamentos que podem representar fraturas ou falhas condutoras de água subterrânea.
- Locais com probabilidade de ocorrência de materiais de construção (potenciais áreas de empréstimo).
- Modificações introduzidas por fenômenos secundários.

Acima de tudo, o mapeamento juntamente com os trabalhos prévios de escritório, visa definir o modelo geológico e hidrogeológico, possibilitando a interpretação da geometria das camadas de distintos litotipos e suas relações, principalmente identificando zonas de descontinuidades e anômalas (por exemplo, áreas de carste, zonas de falha, dobramentos, zonas de maior alteração do maciço, trechos em solo ou em tálus etc.). Essas informações são cruciais para a elaboração e refinamento do modelo geológico e hidrogeológico conceitual, que descreve a distribuição espacial e temporal dos níveis piezométricos e as

direções de fluxo de água subterrânea. Para cada fase, caso seja constatada divergência entre as informações adotadas no projeto em relação às levantadas em campo, deverão ser realizadas as devidas atualizações do modelo.

Deverão ser destacadas as resultantes da interação geologia-clima, ou seja, geomorfologia, vegetação, solos, hidrologia, hidromorfismo. A compreensão da hidrologia superficial e subterrânea, incluindo a recarga de aquíferos e a resposta do lençol freático a eventos pluviométricos, é fundamental para o modelo hidrogeológico. Ao mesmo tempo, quando possível, todas as áreas assinaladas como passíveis de fornecer materiais aproveitáveis, zonas de ocorrências de solos compressíveis e áreas potencialmente instáveis deverão ser visitadas e examinadas, a fim de se estimar as características e a problemática inerente (ANTT, 2020).

Após a definição do traçado do túnel, o mapeamento deve ser realizado ao longo de seu alinhamento, com maior ênfase nas regiões de entrada e em áreas de talude, registrando todas as características indicadas anteriormente, especialmente os planos de descontinuidades. Em regiões de acesso comprovadamente difícil, o levantamento poderá ser substituído por métodos indiretos (drones, imagens de satélite), desde que devidamente justificado e acordado com o proprietário da obra, em caráter de exceção.

Esse levantamento deverá ser realizado ao longo das estradas existentes ou de picadas abertas ao longo das alternativas de traçado ou ao traçado definido, em todas as etapas do projeto, mesmo que um mapeamento já tenha sido realizado em fase anterior. Estradas vicinais nas proximidades do túnel, ainda que não situadas diretamente ao longo do seu traçado, também podem ser utilizadas como alternativas para a realização desses levantamentos, frequentemente contribuindo para uma boa caracterização geológico--geotécnica em áreas com condições de acesso mais desafiadoras.

Essa inspeção de campo servirá de base para a elaboração de um documento, no qual deverão constar os aspectos considerados de interesse geológico para auxiliar na definição do traçado do túnel ou no detalhamento do projeto. Caso sejam constatadas divergências entre as informações adotadas no projeto e as levantadas em campo, deverão ser realizadas as devidas atualizações do modelo, que se aperfeiçoa ao longo das fases de projeto do túnel.

Adicionalmente, afloramentos rochosos localizados em regiões de litotipos que se espera encontrar na face do túnel devem ser visitados, mesmo que fora do alinhamento do traçado, com atenção especial a pedreiras, para coleta de informações sobre descontinuidades.

Sempre que possível, recomenda-se o levantamento de linhas de medida (*scanlines*), conforme os procedimentos de ISRM (1978), Priest & Hudson (1981) e consolidados por Oliveira (2000; 2015). Essas linhas devem ser preferencialmente ortogonais entre si e permitem caracterizar de forma sistemática as descontinuidades. Esse tipo de levantamento auxilia na identificação de blocos rochosos potencialmente instáveis frente à abertura do túnel, além de fornecer dados fundamentais para análises cinemáticas da estabilidade de taludes nos emboques e de cunhas rochosas no próprio túnel.

Após qualquer mapeamento geológico-geotécnico, deverá ser elaborada uma série de mapas, incluindo:

- Mapa pedológico, contendo a descrição das principais unidades pedológicas presentes na área de estudo.
- Mapa geomorfológico, contendo a descrição das principais unidades geomorfológicas da área de estudo.
- Mapa geológico regional, contendo a descrição das principais unidades geológicas e condições estruturais da área de estudo.
- Mapa hidrogeológico, indicando a distribuição de aquíferos, níveis piezométricos médios, direções de fluxo e zonas de recarga/descarga.
- Lista com cadastro das informações disponíveis para a região de projetos anteriores, inclusive de poços escavados.

A área de abrangência dos mapas deverá seguir o que preconiza a norma DNER – PRO 014/95 (ou atualização), os quais deverão ser elaborados em escalas compatíveis com essa fase (1:10.000 – 1:60.000) e com as dificuldades encontradas (1:5.000 em zonas complexas), seccionando os corredores de unidades compatíveis entre si (homogêneas) (ANTT, 2020).

3.1.3 Investigações indiretas

Com base nos mapas geológicos regionais, em estudos fotointerpretativos e nos dados coletados em campo, que deram origem ao modelo geológico e hidrogeológico preliminar, deverá ser realizada a prospecção geofísica das alternativas de traçado em estudo, com o objetivo de identificar preliminarmente as condições geológicas de subsuperfície, incluindo a caracterização hidrogeológica, por meio da detecção das principais feições no maciço. As quantidades mínimas para tais investigações indiretas se encontram resumidas na subseção 3.5.

Dentre as principais técnicas de investigações indiretas, estão:

- Métodos geofísicos: geofísica aplicada para inferir propriedades do subsolo, sendo particularmente úteis para mapear contrastes entre diferentes litotipos, identificar a distribuição de água subterrânea e as zonas de fratura saturadas, delimitar o topo do lençol freático e detectar anomalias relacionadas à presença de água (como zonas cársticas ou condutos de água).
- Levantamento por satélite: mapeamento de feições regionais, como zonas de falha e cisalhamento, utilizando dados de satélites, como Landsat, Insar; e identificação de alinhamentos de drenagem, áreas de subsidência relacionadas ao rebaixamento de lençol freático ou presença de cavidades, e feições cársticas que podem influenciar o fluxo de água subterrânea.
- Levantamentos aéreos, incluindo uso de drones: mapeamento de características geológicas e geomorfológicas; e identificação de alinhamentos de drenagem, áreas de subsidência relacionadas ao rebaixamento de lençol freático ou presença de cavidades, e feições cársticas que podem influenciar o fluxo de água subterrânea.
- Levantamento fotogramétrico: mapeamento indireto com uso do LiDAR, estação total ou câmeras para avaliação de movimentação de encostas, principalmente em áreas de emboque, e para identificar áreas de potencial acúmulo de água ou instabilidade induzida por água.
- Televisamento das paredes de furos de sondagem: pode ser acústico ou óptico, podendo ser realizado em furos de sondagem com coleta de testemunho ou de forma destrutiva. Esses métodos são cruciais para identificar descontinuidades abertas, zonas de fratura e a presença de água em profundidade, fornecendo dados diretos para o modelo hidrogeológico.

O Quadro 3.2 apresenta uma coletânea dos principais métodos geofísicos e suas principais aplicações em projetos de túneis.

Quadro 3.2 Aplicações de métodos geofísicos e investigação indireta para análise das condições geológicas de subsuperfície (continua)

Aplicações	Métodos														
	Eletromagnéticos			Elétricos			Sísmicos			Potenciais		Ensaios em furos de sondagem			
	GPR	FDM	TDM	CE	SEV	SP	REFR	REFL	SW	MAG	GRAV	PEF	CH	DH	TOMO
Determinação da espessura de material inconsolidado e da profundidade do topo rochoso.	X		X	X	X		X	X	X						X
Mapeamento de aquíferos e níveis de água, identificação de zonas de fluxo preferencial (fraturas e falhas).	X	X	X	X	X		X	X							
Estratigrafia geológica/geotécnica.	X	X	X	X	X		X	X		X					
Localização de falhas com grande rejeito.				X			X	X		X					
Localização de zonas fraturadas.	X	X	X	X							X	X			
Localização de diques de rochas básicas.				X						X					
Localização de matacões.	X			X											
Localização de paleocanais.	X			X											
Detecção de zonas carstificadas, vazios e cavidades rasas.	X			X						X				X	X
Análise de escorregamentos e caracterização de encostas.				X		X									

Quadro 3.2 Aplicações de métodos geofísicos e investigação indireta para análise das condições geológicas de subsuperfície (continuação)

Aplicações	Métodos														
	Eletromagnéticos			Elétricos			Sísmicos			Potenciais			Ensaios em furos de sondagem		
	GPR	FDM	TDM	CE	SEV	SP	REFR	REFL	SW	MAG	GRAV	PEF	CH	DH	TOMO
Determinação de módulos elásticos dinâmicos de maciços para engenharia geotécnica e de fundações.							X		X		X		X	X	
Determinação do grau de escarificabilidade de maciços.							X						X	X	
Determinação da resistividade elétrica para projetos de aterramento, proteção catódica, estudos de corrosão e caracterização de aquíferos e zonas saturadas.				X	X										
Detecção de utilidades enterradas em ambientes urbanos (dutos, galerias, adutoras, cabos).	X	X							X						
Localização de objetos enterrados (tanques, tambores).	X	X	X						X						

X – Método indicado. SIGLAS: GPR – Radar (*Ground Penetrating Radar*); FDM – Eletromagnético domínio da frequência; TDM - Eletromagnético domínio do tempo; CE – Caminhamento elétrico; SEV – Sondagem elétrica vertical; SP – Potencial espontâneo; REFR – Sísmica de refração; REFL – Sísmica de reflexão; SW – Ensaios com ondas superficiais; MAG – Magnetometria; GRAV – Gravimetria; PEF – Perfilagem de poços; CH – *Crosshole*; DH – *Downhole*; TOMO – Tomografia sísmica

Fonte: Souza & Gandolfo (2021)

As imagens de satélites auxiliam na identificação de feições relevantes ao projeto como zonas de subsidência, relevo cárstico, alinhamentos de drenagem e relevo, além de lineamentos estruturais, incluindo zonas de falha e cisalhamento. Esses métodos são cruciais para identificar descontinuidades abertas, zonas de fratura e a presença de água em profundidade, fornecendo dados diretos para o modelo hidrogeológico. O uso de diferentes bandas espectrais permite a visualização e o processamento dessas imagens para o reconhecimento de estruturas e anomalias geológicas. Além disso, satélites como o CBERS-4 (Cortes *et al.*, 2013), Sentinel-2A e Landsat-8 oferecem resoluções espaciais adequadas para o mapeamento de áreas de interesse geotécnico, permitindo a obtenção de dados complementares às investigações em campo (Miranda *et al.,* 2020). O Quadro 3.3 resume os principais tipos de satélites e sua atualização no Brasil.

Segundo Nader (2013), o emprego de sensores multiespectrais e de radar de abertura sintética (SAR) tem se mostrado eficaz na caracterização geotécnica de maciços rochosos e na detecção de instabilidades em terrenos sujeitos a movimentos de massa.

Quadro 3.3 Principais satélites utilizados para sensoriamento remoto no Brasil

Tipo do sensor	Uso geral	Sensores disponíveis	Uso atual no Brasil
Sensores Radar (SAR)	Monitoramento de deformações e instabilidades (Alves, 2023)	Sentinel-1 (ESA)	Utilizado para detectar subsidências, movimentações de solo e deslizamentos por meio da técnica InSAR (Interferometria SAR). Aplicado pelo CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais).
		ALOS-2 PALSAR (JAXA)	Monitoramento de deslizamentos em áreas de Mata Atlântica e Serra do Mar.
		RADARSAT-2 (CSA, Canadá)	Estudos geotécnicos em encostas, reservatórios de barragens e subsidências em áreas urbanas.
Sensores Ópticos	Análise de uso do solo e fatores geotécnicos (Correa *et al.*, 2020)	Landsat-8 e Landsat-9 (NASA/USGS)	Utilizado pelo INPE para mapear áreas de risco de deslizamento, erosão e variações na vegetação.
		CBERS-4 (China-Brasil)	Monitoramento de solos instáveis, mudanças de cobertura vegetal e impactos ambientais em encostas e bacias hidrográficas.
		Sentinel-2 (ESA)	Aplicado para detectar mudanças na superfície terrestre, erosão e processos de sedimentação em encostas.
Sensores LiDAR	Modelagem do terreno e avaliação de riscos (Schafer *et al.*, 2005)	GEDI (NASA – Em órbita na ISS)	Obtém perfis 3D da vegetação e do relevo, auxiliando na análise de estabilidade de encostas.
		Aeronaves com lidar (INPE, SGB e IBGE)	Utilizado para gerar Modelos Digitais de Elevação (MDE) de alta resolução, fundamentais para estudos de risco geotécnico.

Fonte: Elaboração própria (2025)

E, assim como as imagens de satélite, imagens de levantamento aéreo também auxiliam na identificação de diversas feições relevantes ao projeto de túnel, principalmente em fases iniciais, como o anteprojeto e o projeto básico. Já o uso de drones pode ser útil para levantamentos de mais detalhe, como reconhecimento de talvegues e zonas de tálus que podem estar relacionadas a descontinuidades interceptando o eixo do túnel.

Finalmente, ainda como parte das investigações indiretas, estão o imageamento de paredes de furo de sondagem: a perfilagem óptica e a acústica. Podem ser realizadas tanto em sondagens com obtenção de testemunhos quanto em sondagens destrutivas, sendo uma ferramenta eficaz para a determinação das principais famílias de descontinuidades e dos blocos rochosos. Informações complementares sobre procedimentos, critérios de aplicação e requisitos específicos para o televisamento dos furos encontram-se no Apêndice C.

3.1.4 Investigações diretas

As investigações diretas, principalmente as sondagens, são as principais técnicas utilizadas em um projeto de túnel. Apesar de pontuais, fornecem não só informações relevantes sobre o maciço a ser escavado, mas também permitem a retirada de amostras para ensaios, assim como ensaios *in situ* nos próprios furos abertos. Essas investigações são fundamentais para a construção e validação do modelo geológico e hidrogeológico, fornecendo dados diretos sobre a presença, o fluxo e as propriedades hidráulicas da água subterrânea. As sondagens devem estar concentradas principalmente no projeto básico, pois, dessa forma, o modelo geológico-geotécnico estará mais bem definido antes da execução da obra.

É necessário que, na execução de sondagens, o trecho em solo seja escavado pelo método percussivo, incluindo ensaios SPT, e o trecho em rocha, pelo método rotativo. A mudança de um método para o outro deve seguir os critérios de paralisação definidos pela ABNT NBR 6484 (2020), ABGE (2023) e ABGE 109 (2024). As amostras devem ser devidamente identificadas e acondicionadas segundo os critérios normativos. Recomenda-se diâmetro mínimo NW (75,69 mm no furo e 54,74 mm no testemunho).

A profundidade das sondagens deve atingir, no mínimo, um diâmetro abaixo do eixo do túnel, sendo desejável alcançar dois diâmetros. Esse critério se aplica nas regiões dos emboques e ao longo do eixo do túnel para profundidades da superfície até o teto do túnel de até 50 metros. No caso de túneis profundos, com profundidade superior a 50 metros entre a superfície e o teto do túnel, esse critério é recomendável. Ainda assim, sempre que

possível, recomenda-se a execução de sondagens nas proximidades do eixo do túnel em cotas menos profundas, de modo a permitir a elaboração de perfis geológico-geotécnicos transversais ao seu eixo. Adicionalmente, os furos de sondagem devem ser projetados para permitir a instalação de piezômetros e a realização de ensaios de permeabilidade *in situ*, essenciais para a caracterização hidrogeológica do maciço.

Paranhos *et al.* (2025) apresentam um vasto levantamento bibliográfico sobre os critérios utilizados por diversos autores e instituições para definir quantidades mínimas de investigações, diretas e indiretas, em projetos de túneis. Enfatizam a importância de uma boa campanha de investigação tendo como consequência o sucesso da obra. Em contrapartida, campanhas de investigação de custo reduzido acabam levando a sobrepreços. Afirmam que, como uma estimativa inicial, o comprimento total das sondagens a serem executadas deve ter pelo menos 1,5 vezes o comprimento do túnel. Esta recomendação se aplica bem a túneis rasos. Para túneis muito profundos, grande parte do comprimento do furo ocorre em região fora da área de influência do túnel, sendo recomendado para este caso contar como comprimento efetivo da sondagem somente o trecho nas proximidades do túnel, ou seja, em torno de cinco diâmetros ao redor do túnel (Simic-Silva *et al.,* 2020; Lim *et al.*, 2023).

Com relação aos túneis com cobertura muito elevada, superando centenas de metros ou até quilômetros, os mesmos autores concluem que por vezes a realização de investigações diretas e indiretas é praticamente impossível, sendo então sugerida a execução de galerias exploratórias (túneis de pequeno diâmetro), ou antecipar janelas construtivas (túneis laterais para abrir frentes de escavação), ou ainda investigações longas, horizontais, a partir de frentes de túneis temporariamente paralisadas, durante a execução do próprio túnel.

O Quadro 3.4 resume os principais tipos de investigações diretas, seu escopo, e aplicação em um projeto de túnel. As quantidades mínimas sugeridas para cada um dos tipos encontram-se na subseção 3.5.

Quadro 3.4 Principais tipos de investigações diretas utilizados em um projeto de túnel

Sondagem	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Sondagem a trado (TR)	Realizada esporadicamente para retirada de amostras e para caracterização simples do solo.	Identificação de níveis freáticos rasos e coleta de amostras para ensaios de permeabilidade em laboratório.
Sondagem à Percussão Simples (SP)	Realizada para caracterização da cobertura terrosa de solos naturais e medição da resistência à penetração.	
Sondagem Mista (SM)	Realizada em todos os furos cuja sondagem SPT em solo atinja o critério impenetrável[a], e a investigação da profundidade restante seja realizada por meio de sondagem rotativa.	Permite a instalação de piezômetros em diferentes profundidades (solo e rocha) e a realização de ensaios de permeabilidade *in situ* em ambos os trechos.
Sondagem Rotativa (SR)	Realizada no maciço rochoso. Caso a recuperação das amostras não seja possível pelo método convencional de sondagem, deve-se utilizar a técnica de Amostragem Integral.	Identificação de zonas fraturadas e permeáveis na rocha, instalação de piezômetros e realização de ensaios de perda d'água sob pressão (Lugeon).
Poços e trincheiras de inspeção (PI)	Deverão ser escavados, no mínimo, três poços ao longo da encosta e/ou dos taludes de corte e aterro presentes nas aproximações do túnel para a retirada de amostras indeformadas de cada camada de solo idealizada no perfil geotécnico, bem como para a aferição tátil-visual da estratigrafia.	Observação direta do nível d'água, coleta de amostras para ensaios de permeabilidade e instalação de piezômetros.
Sondagem a Rotopercussão (SRP)	Realizada esporadicamente para investigação das feições geológicas e mudanças litológicas no interior do maciço rochoso. Em túneis profundos, recomenda-se sua execução combinada com a perfilagem óptica, até chegar à profundidade de interesse em obtenção de testemunhos, o que é feito por meio de sondagens rotativas.	Identificação de zonas de fratura e falhas condutoras de água em profundidade, e potencial para instalação de instrumentação hidrogeológica.

[a] Critério de paralisação de sondagens percussivas de acordo com ABNT NBR 6484/2020.

Fonte: Adaptada ANTT (2020) e ITA-AITES (2015)

Como se menciona nas normas de investigações geológico-geotécnicas para obras de infraestrutura da ABGE (2023), usualmente os furos de sondagem são aproveitados para realização de diversos ensaios de campo, assim como ensaios das amostras coletadas, portanto, constituem um elemento fundamental numa campanha de investigação geológico--geotécnica. É crucial que o planejamento das sondagens considere a possibilidade de instalação de piezômetros para monitoramento contínuo dos níveis e pressões da água subterrânea, fornecendo dados essenciais para a validação e atualização do modelo hidrogeológico ao longo das fases do projeto e durante a construção. Também se ressalta que após a realização dos furos de sondagens, caso essas não sejam utilizadas para monitoramento e/ou ensaios de campo, esses devem ser devidamente fechados, conforme detalhado nas respectivas normas de sondagem.

3.1.5 Ensaios de campo e de laboratório

Como parte das investigações, ensaios devem ser realizados, principalmente para obter os principais parâmetros geotécnicos de projeto, caracterizar e classificar o maciço a ser escavado e auxiliar na antecipação do comportamento dos materiais a serem escavados. Esses ensaios são igualmente fundamentais para a coleta de dados que permitem a construção, validação e refinamento do modelo geológico-geotécnico hidrogeológico, fornecendo informações quantitativas sobre as propriedades hidráulicas do terreno e o regime de água subterrânea. Os ensaios podem ser realizados no campo (*in situ*) ou em amostras coletadas e ensaiadas no laboratório. Citam-se aqui os principais ensaios a serem realizados em uma campanha de investigação para um projeto de túnel. Assim como as investigações, as normas para cada ensaio, devem ser seguidas. As quantidades mínimas para os ensaios obrigatórios estão apresentadas na subseção 3.5.

3.1.5.1 Ensaios de campo (*in situ*)

Os ensaios de campo que se aplicam na caracterização de túneis são aqueles aplicados diretamente nos furos de sondagem ou na superfície do terreno. O Quadro 3.5 relaciona esses ensaios com seu escopo. Suas quantidades mínimas estão indicadas na subseção 3.5.

Quadro 3.5 Ensaios de campo aplicáveis para projetos de túneis (continua)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Instalação de indicador de nível d'água (INA)	Realizado em furos de sondagem para verificar o nível d'água e respectivas variações.	Fornece dados pontuais e temporais do nível freático, essenciais para mapear a superfície piezométrica e entender a dinâmica do lençol freático.
Instalação de piezômetro	Realizado em furos de sondagem para verificar carga (pressão) d'água em distintos níveis, por exemplo, em aquíferos confinados.	Permite o monitoramento contínuo das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas em diferentes profundidades, crucial para a calibração do modelo hidrogeológico e a avaliação de riscos de instabilidade.
Ensaio de permeabilidade em solo	Realizado em todos os horizontes (camadas) de solo existentes no terreno, objetivando obter a perda d'água específica e o coeficiente de permeabilidade.	Determina as propriedades hidráulicas dos solos, como a condutividade hidráulica, que são parâmetros de entrada fundamentais para modelos de fluxo de água subterrânea.
Ensaio de Perda d'Água sob Pressão (EPA)	Realizado um ensaio por manobra de sondagem rotativa. Havendo impedimento justificado, deverá ser executado ao menos nas proximidades do túnel.	Avalia a permeabilidade de maciços rochosos fraturados, quantificando a capacidade de absorção de água das descontinuidades, o que é vital para prever afluxos de água em túneis e dimensionar sistemas de drenagem.
Ensaio de cone (CPT) e Piezocone (CPTU)	Poderá substituir a sondagem SPT em igualdade de furos pelo terreno, em especial no caso de ocorrência de solos moles, para determinação estratigráfica do perfil do solo e da capacidade de suporte, com aferição da poropressão no terreno.	O CPTu mede a poropressão, fornecendo dados importantes sobre o regime de pressões da água nos solos, o que impacta diretamente a estabilidade e o comportamento geotécnico.
Ensaio Dilatométrico de Marchetti (DMT)	Realizado em solo para a previsão de recalques e estimativa do módulo de elasticidade.	Embora primariamente geotécnico, pode fornecer informações sobre a compressibilidade do solo sob diferentes condições de umidade, indiretamente relevante para a interação solo-água.

Quadro 3.5 Ensaios de campo aplicáveis para projetos de túneis (continuação)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Ensaio pressiométrico de Menard (PMT) ou Autoperfurante	Realizado em solo, aplicando uma sonda pressiométrica em pré-furos ou autoperfurante, medindo a resistência, rigidez e tensões *in situ*. Alternativa ao ensaio triaxial (ou cisalhamento direto) para determinação das propriedades mecânicas do solo.	Similar ao DMT, fornece parâmetros mecânicos que são influenciados pela presença de água, auxiliando na compreensão do comportamento do maciço saturado.
Ensaio de palheta – Vane Test	Alternativa ao ensaio triaxial em camadas de solo mole para determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (Su). O ensaio deverá ser feito em pelo menos três furos de sondagem por camada de solo compressível.	A resistência não drenada é diretamente afetada pela água, e este ensaio ajuda a caracterizar solos moles saturados.
Borehole Deformation Gauge (BDG), ou Fraturamento Hidráulico (HFT)	Ensaio utilizado para obter as tensões *in situ* do maciço rochoso.	

Fonte: Adaptado de ANTT (2020) e ITA-AITES (2015)

A determinação do estado de tensões *in situ*, embora seja um carregamento e não uma propriedade, deve ser realizada por meio de ensaios de campo na fase de projeto básico dos projetos, posteriormente complementada e detalhada na fase de projeto executivo e durante a construção. Recomenda-se seguir as diretrizes da ISRM (1981), como a análise do efeito Kaiser e a análise diferencial de deformação. O estado completo de tensões pode ser medido com métodos de “sobreperfuração” ou ensaios hidráulicos, tais como o ensaio de fraturamento hidráulico. É crucial considerar que as pressões da água subterrânea (poropressões) influenciam diretamente as tensões efetivas no maciço, impactando sua resistência e deformabilidade. Portanto, a integração dos dados hidrogeológicos é essencial para uma interpretação precisa do estado de tensões. A metodologia adotada considera a variação das tensões devido à litologia e estruturas, integrando múltiplos métodos para reduzir as incertezas associadas. O Quadro 3.6 apresenta as principais técnicas para obtenção dos parâmetros de deformabilidade e do estado de tensão *in situ*, traduzida da USACE (1997) e ITA-AITES (2015).

Quadro 3.6 Técnicas para obtenção dos parâmetros do estado de tensão *in situ* (continua)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Fraturamento hidráulico	Normalmente conduzido em furos de sondagem verticais para a obtenção de tensões *in situ*. Um segmento curto do furo é isolado por obturadores duplos. Em seguida, é feita a pressurização por meio do bombeamento de água. A pressão é aumentada até que ocorra a ruptura da rocha ao redor do furo em uma pressão crítica. Após a ruptura, a pressão de fechamento é a pressão mais baixa do intervalo de teste na qual a hidrofissura se fecha completamente sob a ação da tensão que atua normalmente nas hidrofraturas.	Além de tensões, este ensaio fornece informações sobre a permeabilidade e a pressão de fraturamento do maciço, que são parâmetros hidrogeológicos importantes.
Sobreperfuração (*Overcoring*)	Um furo de pequeno diâmetro é perfurado, inserindo um instrumento para responder às mudanças no diâmetro. As tensões na rocha são determinadas indiretamente a partir de medições das mudanças dimensionais do furo, que ocorrem quando o volume de rocha ao redor do furo é isolado das tensões na rocha no entorno.	
Teste de macaco plano (*Flat Jack Test*)	Esse método consiste no uso de macacos hidráulicos planos, compostos por duas placas de aço soldadas em suas bordas e um bocal para introduzir óleo no espaço intermediário. O macaco plano é inserido na fenda, cimentado no lugar e pressurizado. Quando os pinos retornam à separação inicial, a pressão no macaco se aproxima da tensão inicial normal ao macaco. Além da tensão *in situ*, fornece o módulo de deformação.	
Teste de carga de placa (*Plate Bearing Test*)	Consiste na aplicação de carga sobre uma superfície de rocha previamente regularizada e nivelada com argamassa, destinada ao apoio de placas circulares de aço com diâmetro entre 50 cm e 100 cm. O carregamento é realizado de forma incremental, com monitoramento contínuo dos deslocamentos correspondentes, permitindo a determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso. O ensaio pode ser executado tanto na superfície quanto nas paredes ou no piso de galerias subterrâneas. O local de realização deve ser cuidadosamente selecionado, evitando-se regiões com blocos soltos, descontinuidades abertas ou rochas intensamente fraturadas, de modo a garantir resultados representativos.	

Quadro 3.6 Técnicas para obtenção dos parâmetros do estado de tensão *in situ* (continuação)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Teste de macaco radial (*Radial Jacking Test*)	As cargas são aplicadas à circunferência de um túnel por uma série de macacos que reagem contra membros circulares de anel de aço. Esse teste permite que a direção da carga seja variada de acordo com o plano de pressão dos macacos.	

Fonte: Traduzido e modificado de USACE (1997) e ITA-AITES (2015)

3.1.5.2 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório em amostras indeformadas ou semideformadas deverão ser realizados em quantidade e locais de amostragem suficientes e compatíveis com o método estatístico a ser utilizado para o tratamento dos dados e para a etapa do projeto.

O número de ensaios em amostras remoldadas deverá ser suficiente para a caracterização física dos diferentes materiais envolvidos no projeto. O Quadro 3.7 e o Quadro 3.8 apresentam os principais ensaios e seu respectivo escopo, para rochas e solos, respectivamente. Ensaios tanto para solo quanto para rocha devem ser realizados nos materiais no limite solo-rocha, ou seja, rochas alteradas como saprólitos. As quantidades mínimas estão resumidas na subseção 3.5.

Recomenda-se que, no caso de ensaios realizados em rochas com estrutura laminar (ex.: xistos, milonitos etc.), os ensaios sejam executados ortogonalmente à estrutura geológica e à anisotropia estrutural, como a foliação, evitando-se que a amostra se rompa devido às descontinuidades presentes.

Quadro 3.7 Ensaios de laboratório em rocha aplicáveis em projetos de túneis (continua)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Análise petrográfica	Descrição das rochas de acordo com suas características estruturais, mineralógicas e químicas.	Identificação de minerais que podem reagir com a água (ex.: argilominerais expansivos) ou de porosidade e fraturas que influenciam a permeabilidade.
Difratometria de raio X e microscopia eletrônica	Técnicas não destrutivas que permitem identificar a mineralogia de rochas e sedimentos, sendo relevantes na possibilidade de ocorrência de minerais com potencial de degradação ou expansão.	Confirmação da presença de minerais expansivos (como montmorilonita) que reagem com a água, causando inchamento e impactando a estabilidade.
Limites de Atterberg	Ensaios para análise da natureza e da consistência de rochas brandas com minerais argilosos. Necessário na possibilidade de ocorrência de minerais com potencial de degradação ou expansão.	Avaliação da plasticidade e consistência de materiais argilosos, que são altamente influenciados pelo teor de umidade e pela presença de água.
Caracterização petrográfica macroscópica	Caracterização macroscópica de testemunhos de sondagem.	

Quadro 3.7 Ensaios de laboratório em rocha aplicáveis em projetos de túneis (continuação)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Densidade aparente, porosidade aparente e absorção de água em rochas	Realizados para se obter a condição de microdescontinuidades e fraturamentos da rocha analisada, permitindo avaliar o estado de alteração, a absorção de água e a coesão da rocha.	Parâmetros diretos para avaliar a capacidade de armazenamento de água da rocha e sua suscetibilidade à alteração por processos hidrogeológicos.
Ensaio de imersão em solução de etileno glicol	Ensaio de alteração acelerada. Necessário na possibilidade de ocorrência de minerais com potencial de degradação ou expansão.	Simula a interação da rocha com a água, avaliando a degradação e o potencial de expansão sob condições de umidade.
Ensaio de durabilidade – *Slake Durability Test*	Consiste em submeter fragmentos de rocha a ciclos de secagem e umidificação, além de ação mecânica. Necessário na possibilidade de ocorrência de minerais com potencial de degradação ou expansão.	Avalia a resistência da rocha à desintegração por ciclos de umedecimento e secagem, processo comum em ambientes com variação do nível d'água.
Ensaio de Ultrassom	Obtenção das velocidades sônicas (longitudinal e cisalhante) da rocha.	
Teste de carga puntiforme[a]	Realizado para obtenção da resistência à compressão de rochas.	
Esclerômetro[a] (Martelo de Schmidt)	Realizado para estimativa indireta e não destrutiva da resistência mecânica da rocha.	
Ensaio de compressão uniaxial em rochas	Realizado para obtenção da resistência à compressão de rochas.	
Ensaio de cisalhamento direto em rochas	Realizado para obtenção da resistência ao cisalhamento de rochas.	
Ensaio de compressão diametral (*Brazilian Test*)	Realizado para obtenção da resistência à tração em rochas.	
Ensaio de compressão triaxial em rochas	Realizado para obtenção da resistência ao cisalhamento de rochas.	
Ensaios de expansão axial	Realizados em amostras indeformadas e moídas. Necessário na possibilidade de ocorrência de minerais com potencial de degradação ou expansão.	
Ensaio de Abrasividade Cerchar	Realizado para conhecer a abrasividade da rocha sobre o metal.	

[a] Pode ser realizado tanto em campo como em laboratório

Fonte: Adaptado de ANTT (2020) e ITA-AITES (2015)

Quadro 3.8 Ensaios de laboratório em solo aplicáveis em projetos de túneis (continua)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Ensaio de granulometria	Ensaio padrão para caracterização granulométrica do solo.	A granulometria influencia diretamente a permeabilidade e a capacidade de retenção de água do solo.
Limites de Atterberg	Ensaios para análise da natureza e da consistência do solo.	Determinam a plasticidade e o comportamento do solo em diferentes teores de umidade, essenciais para entender a interação solo-água.
Teor de umidade natural	Ensaio para a verificação da umidade do material.	Fornece o teor de água presente no solo no momento da amostragem, um dado fundamental para o balanço hídrico e o estado de saturação.
Determinação da densidade real	Ensaio para caracterização da massa específica dos grãos do solo.	Usado em conjunto com a densidade aparente e o teor de umidade para calcular a porosidade e o grau de saturação.
Ensaio de compactação	Realizado sempre que houver a necessidade de compactação na encosta, nos emboques ou no interior do túnel.	A compactação é influenciada pelo teor de umidade ótimo, e o ensaio ajuda a definir as condições ideais para o controle da água no solo.
Ensaio de expansibilidade	Realizado quando há suspeita de material expansivo.	Quantifica o potencial de inchamento do solo na presença de água, um risco geotécnico importante em túneis.
Ensaio de compressão triaxial (CD, CU ou UU do inglês – *Consolidated and Drained*, *Consolidated and Undrained* e *Unconsolidated and Undrained*)	Realizado para avaliação dos parâmetros de deformabilidade e da resistência ao cisalhamento de solos de qualquer natureza, sob diferentes condições de consolidação e drenagem.	
Ensaio de cisalhamento direto	Utilizado de forma alternativa ao triaxial somente para obtenção da resistência ao cisalhamento, pois não fornece parâmetros de deformabilidade do material.	

Quadro 3.8 Ensaios de laboratório em solo aplicáveis em projetos de túneis (continuação)

Ensaio	Escopo	Contribuição hidrogeológica
Ensaio de adensamento, expansibilidade e colapsibilidade	Realizado na presença de solos compressíveis, sujeitos a recalque, principalmente na ocorrência de solos moles e areias não saturadas.	Avalia o comportamento do solo sob carregamento e na presença de água, incluindo a consolidação e o potencial de colapso ou expansão, que são fenômenos relacionados à hidrogeologia.
Compressão Uniaxial	Realizado para obtenção da resistência à compressão do solo.	
Conteúdo de quartzo equivalente	Realizado para estimar a abrasividade do material e, consequentemente, o desgaste das ferramentas.	

Fonte: ANTT (2020)

3.2 PRINCIPAIS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS NA ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS CONVENCIONAIS

Um dos principais objetivos das investigações geológico-geotécnicas, incluindo os ensaios de laboratório e campo, é definir os principais parâmetros a serem utilizados no projeto. Com esses parâmetros, é possível estimar e calcular modos de escavação (parcialização), métodos de contenção e respectivas cargas necessárias, recalques e deformações com a abertura do túnel etc. Adicionalmente, esses parâmetros são fundamentais para a construção, calibração e validação do modelo hidrogeológico, permitindo a previsão de afluxos de água, a avaliação de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, e a análise dos impactos da água na estabilidade do maciço. Os parâmetros são fornecidos dentro de uma faixa de valores, já que se trata de materiais naturais com variações de características e, portanto, comportamentos. Os valores unitários utilizados em projeto podem ser o valor médio, ou valores a menor ou a maior até os limites mínimos e máximos, dependendo da abordagem do projetista (menos ou mais conservador). Pode-se também optar por uma abordagem probabilística, considerando a variabilidade dos parâmetros de projeto. O essencial é que essa escolha esteja devidamente aclarada e justificada.

O Quadro 3.9 apresenta a compilação dos principais parâmetros utilizados em projetos de túneis convencionais no Brasil. Para garantir dados confiáveis, é essencial utilizar diversos métodos e ensaios para comparar e avaliar os parâmetros geotécnicos do solo e da rocha.

Quadro 3.9 Parâmetros para projetos de túneis (continua)

Parâmetro	Sigla	Unidade
Parâmetros gerais		
Peso específico natural	γ_n	kN/m³
Mineralogia	-	-
Ângulo de atrito	ϕ	º (graus)
Coesão	c	kPa
Módulo de elasticidade	E_o	MPa
Coeficiente de Poisson	υ	-
Coeficiente de empuxo em repouso	K_o	-
Tensões principais *in situ*	$\sigma_{01}, \sigma_{02}, \sigma_{03}$	kPa ou MPa
Permeabilidade	k	m/s
Parâmetros para solo		
Peso específico das partículas sólidas	γ_s	kN/m³
Peso específico aparente seco	γ_d	kN/m³
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m³
Peso específico submerso	γ'	kN/m³
Densidade relativa das partículas sólidas	G	-
Índice de vazios (e)	e	-
Porosidade	n	-
Grau de saturação	S	-
Teor de umidade natural	w	%
Índice de Plasticidade	IP	%
Limites de Atterberg	W_S, W_P, W_L	%
Distribuição granulométrica	-	-
Número de golpes do ensaio SPT	N_{SPT}	-
Taxa de consolidação	OCR	-
Parâmetros para rocha		
Grau de alteração da rocha	A	A1 a A4
Grau de fraturamento	F	F1 a F5
Grau de qualidade da rocha	RQD	%
Número de famílias de descontinuidades	-	-
Orientação das descontinuidades	-	-
Espaçamento das descontinuidades	-	m
Condições das descontinuidades (preenchimento/rugosidade)	-	-
Índice de carga puntiforme	I_S	MPa
Resistência à compressão simples	UCS ou σ_C	MPa
Fluxo d'água em 10m de túnel	-	l/min
Potencial de inchamento	-	-
Abrasividade	CAI	-

Quadro 3.9 Parâmetros para projetos de túneis (continuação)

Parâmetro	Sigla	Unidade
Parâmetros hidrogeológicos adicionais[a]		
Condutividade hidráulica (ou coeficiente de permeabilidade)	k	m/s
Rendimento específico (*Specific Yield*)	S_Y	-
Armazenamento específico (*Specific Storage*)	S_S	-
Difusividade hidráulica	D_h	m²/s
Pressão de saturação ou grau de saturação	S_r	kPa
Permeabilidade equivalente do maciço rochoso	kep	m/s
Coeficiente de porosidade efetiva	ne	-
Carga hidráulica total	h	m
Tempo de resposta (ou constante de tempo do aquífero)	τ	s
Condutividade hidráulica vertical/horizontal	K_v/K_h	m/s
Fluxo de drenagem (ou vazão específica)	q	m³/s·m²

[a]Bertuzzi, 2020

Fonte: Elaboração própria (2025)

3.3 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOLÓGICO–GEOTÉCNICO E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS

Tendo em mãos todos os dados das investigações e ensaios geológico-geotécnicos é indispensável compilar os dados e fazer uma interpretação do cenário geológico ao longo do alinhamento do túnel. Os dados de sondagens e quaisquer outras investigações, diretas ou indiretas, são pontuais; consequentemente, será necessária uma adequada interpretação de como os distintos litotipos estão dispostos e qual a relação entre as camadas. Para tal, deve-se ter coerência e lógica, considerando a geologia regional, o ambiente tectônico e a geologia estrutural. Esse modelo, apresentado em forma de mapas, perfis e blocos 3D, deve prever os materiais a serem escavados, as zonas com condições geológicas adversas e as condições hidrogeológicas (vazão, pressão e propriedades químicas da água) ao longo do túnel. A integração do modelo hidrogeológico com o geológico-geotécnico é fundamental, pois a presença e o fluxo de água subterrânea influenciam diretamente a estabilidade do maciço, a escolha dos métodos construtivos e as necessidades de suporte e drenagem.

O modelo hidrogeológico não se limita apenas à identificação de zonas com água, mas busca quantificar o regime de fluxo, as pressões de poros e a condutividade hidráulica do maciço. Ele é essencial para prever afluxos de água para o túnel, avaliar o potencial de

rebaixamento do lençol freático e seus impactos em estruturas e no meio ambiente, e subsidiar o dimensionamento de sistemas de drenagem e impermeabilização. A sua evolução, desde um modelo conceitual inicial até um modelo numérico mais detalhado, deve acompanhar as fases do projeto, sendo continuamente refinado com novos dados de campo e ensaios (ITA-AITES, 2015). Outro ponto a acrescentar são as características químicas da água, pois, a depender delas, podem afetar o manejo da própria água e, principalmente, os materiais a serem utilizados como sistema de suporte do túnel.

Para consolidar as interpretações realizadas em todas as etapas, assim como auxiliar no planejamento de etapas posteriores, caso não seja a execução em si, a caracterização do arcabouço geológico deverá ter caráter local, com especial atenção à configuração espacial das formações ocorrentes. Com vistas à posterior avaliação do comportamento geotécnico, deverão ser identificados trechos singulares onde se verifiquem zonas de ocorrências de solos compressíveis e potencialmente instáveis, zonas de falhas e outras que possam requerer mudanças de métodos de escavação do túnel. A delimitação da área de pesquisa em campo deve abranger toda a região do traçado definido, podendo variar sua extensão de acordo com o detalhamento das áreas potenciais para empréstimo de materiais para construção (ANTT, 2020).

Baynes & Parry (2022) explicam que um bom modelo geológico-geotécnico está embasado em unidades geológico-geotécnicas divididas conforme suas características geológicas e comportamento geotécnico. Entretanto, não necessariamente as unidades litoestratigráficas identificadas correspondem diretamente às unidades geológico-geotécnicas definidas no projeto, já que as primeiras podem não levar em conta aspectos relevantes para a engenharia da obra, devendo ser ajustadas de acordo com as condicionantes do método construtivo. Porém, tais unidades geológico-geotécnicas nunca devem interferir nos limites litoestratigráficos. Por exemplo, uma camada arenosa do Terciário com comportamento geotécnico semelhante a outra camada, também arenosa, porém do Quaternário, não devem ser agrupadas na mesma unidade geológico-geotécnica. Na mesma publicação, comenta-se que há exceções, como zonas de falha, que devem ser consideradas separadamente pois irão cruzar tais limites litoestratigráficos.

A compilação dos estudos levantados deverá subsidiar a elaboração de um modelo geológico representativo, preferivelmente em 3D, capaz de consolidar todas as informações obtidas nas atividades anteriores, definindo as condições litológicas, estruturais e estratigráficas, assim como a heterogeneidade e a complexidade geológica previstas no maciço (ANTT, 2020).

Adicionalmente, maciços, quando rochosos, a serem escavados devem ser devidamente classificados, preferencialmente utilizando os principais sistemas de classificação de maciços, o Sistema RMR, de Bieniawski (1973; 1989) e o Sistema Q, de Barton (Barton *et al.*, 1974), bem como o índice GSI (Hoek & Brown, 1997). Esses sistemas, uma referência mundial como aplicação em projetos de obras subterrâneas, foram introduzidos há mais de 50 anos, tendo sido atualizados diversas vezes. O objetivo é classificar o maciço rochoso e estimar o seu tempo de autossustentação quando escavado, assim como a definição preliminar dos suportes necessários à sua estabilidade. É fundamental ressaltar que a presença de água e suas pressões são fatores críticos em todos esses sistemas de classificação, influenciando diretamente a qualidade do maciço e a necessidade de suporte. O modelo hidrogeológico fornece os dados necessários para uma avaliação precisa desses fatores. A seguir, os sistemas de classificação de maciços são resumidos.

3.3.1 Sistema RMR (*Rock Mass Rating*)

No Sistema RMR de Bieniawski (1973; 1989), o maciço rochoso é classificado fornecendo uma pontuação que varia entre 0 e 100, considerando cinco parâmetros, apresentados na Tabela 3.1. Esses parâmetros são utilizados para calcular as propriedades intrínsecas do maciço rochoso, que são:

- Resistência à compressão simples;
- RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Padrão das descontinuidades;
- Ação da água subterrânea.

Um sexto parâmetro, que é a orientação entre o eixo do túnel e as principais descontinuidades, compõe o sistema RMR e entra como ônus (descontando pontuação), conforme apresentado na Tabela 3.2. A partir da atribuição de pesos, em função dos níveis de variação dos parâmetros analisados conforme apresentado nas Tabela 3.1 e Tabela 3.2, procede-se à classificação nominal do maciço rochoso pela somatória dos pontos obtidos, determinando-se assim o denominado RMR, indicado na Tabela 3.3. Com base no valor final do RMR e no maior vão livre de escavação do túnel, é possível inferir valores de referência para o tempo de autossustentação do maciço, bem como características da seção de escavação e métodos de suporte recomendados, como indicado na Figura 3.1 e na Tabela 3.3, respectivamente (Serra Junior & Ojima, 1998).

É importante levar em conta e comparar as condições do túnel a ser considerado para a classificação do RMR e as condições do modelo utilizado no RMR, pois para túneis de maiores dimensões, ou com grandes pressões, ajustes no modelo devem ser feitos.

A avaliação da ação da água subterrânea no Sistema RMR é diretamente informada pelos dados e previsões do modelo hidrogeológico. Parâmetros como o fluxo de água esperado no túnel, as pressões de água nas fraturas e o nível de umidade geral do maciço são obtidos a partir de investigações de campo (como piezômetros e ensaios de permeabilidade) e refinados por meio de modelagem hidrogeológica. Uma compreensão precisa desses fatores é vital, pois a presença de água pode reduzir a resistência ao cisalhamento das descontinuidades, aumentar as pressões sobre o suporte do túnel e induzir instabilidades, conforme destacado pelo ITA-AITES (2015).

Tabela 3.1 Pontuação padronizada para determinação do RMR (continua)

Parâmetro			Intervalo de valores						
1	Resistência da rocha intacta	Índice puntiforme	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para estes valores menores, utilizar compressão simples		
		Resistência à compressão simples	250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1,5 MPa	1 MPa
		Pontuação	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (Rock Quality Designation)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
		Pontuação	20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
		Pontuação	20	15	10	8	5		
4	Condições das descontinuidades		Superfícies muito rugosas, descontínuas, fechadas e paredes sãs	Superfícies pouco rugosas, abertura < 1 mm, paredes pouco alteradas.	Superfícies pouco rugosas, abertura < 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies. lisas, polidas ou estriadas, preenchimento < 5 mm ou abertura 1-5 mm, contínua	Preenchimento mole com espessura > 5 mm ou abertura das paredes > 5 mm, contínua		
		Pontuação	30	25	20	10	0		

Tabela 3.1 Pontuação padronizada para determinação do RMR (continuação)

Parâmetro			Intervalo de valores				
5	Água subterrânea	Fluxo em 10 m de extensão do túnel	Ausente	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
		Pressão d'água na fratura / Tensão máxima principal (σ)	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
		Condições gerais	Completamente seco	Úmido	Molhado	Gotejando	Fluindo
		Pontuação	15	10	7	4	0

Nota: Os critérios de pontuação para a água subterrânea devem ser avaliados com base nos dados mais recentes do modelo hidrogeológico, que integra informações de monitoramento de níveis piezométricos, ensaios de permeabilidade e previsões de afluxo. A relação entre a pressão d'água na fratura e a tensão máxima principal (σ) é um indicador crítico da efetividade das tensões e da estabilidade do maciço, sendo fundamental para uma classificação precisa do RMR.

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989), traduzido de Celada *et al.* (2014)

Tabela 3.2 Ajuste do RMR com relação à orientação do eixo do túnel *versus* orientação das famílias de descontinuidades

Direção perpendicular ao eixo do túnel				Direção paralela ao eixo do túnel		Independente da direção e mergulho 0° - 20°
Escavação a favor do mergulho		Escavação contrária ao mergulho				
Mergulho 45 - 90	Mergulho 20 - 45	Mergulho 45 - 90	Mergulho 20 - 45	Mergulho 45 - 90	Mergulho 20 - 45	
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável
0	-2	-5	-10	-12	-5	-10

Fonte: Traduzido de Celada *et al.* (2014)

Tabela 3.3 Classificação do maciço rochoso e significado das classes

Classes do maciço rochoso					
Classe	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
Descrição	Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Muito pobre
Soma dos pesos	81 - 100	61 - 81	41 - 60	21 - 40	20
Significado das Classes					
Tempo médio de autossustentação	10 anos	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos
Vão da seção	15 m	10 m	5 m	2,5 m	1 m
Coesão	> 400 kPa	400 - 300 kPa	300 - 200 kPa	100 - 150 kPa	< 100 kPa
Ângulo de atrito	> 45°	35°- 45°	25°- 35°	15°- 25°	<15°

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Nota: Para a obtenção dos parâmetros de resistência equivalentes do maciço rochoso (coesão e ângulo de atrito), deve-se utilizar o RMR’, que é o RMR calculado como se o maciço fosse completamente seco (15 pontos no item 5 da Tabela 3.1) e sem onerar este valor pela direção entre descontinuidade e túnel (Tabela 3.2).

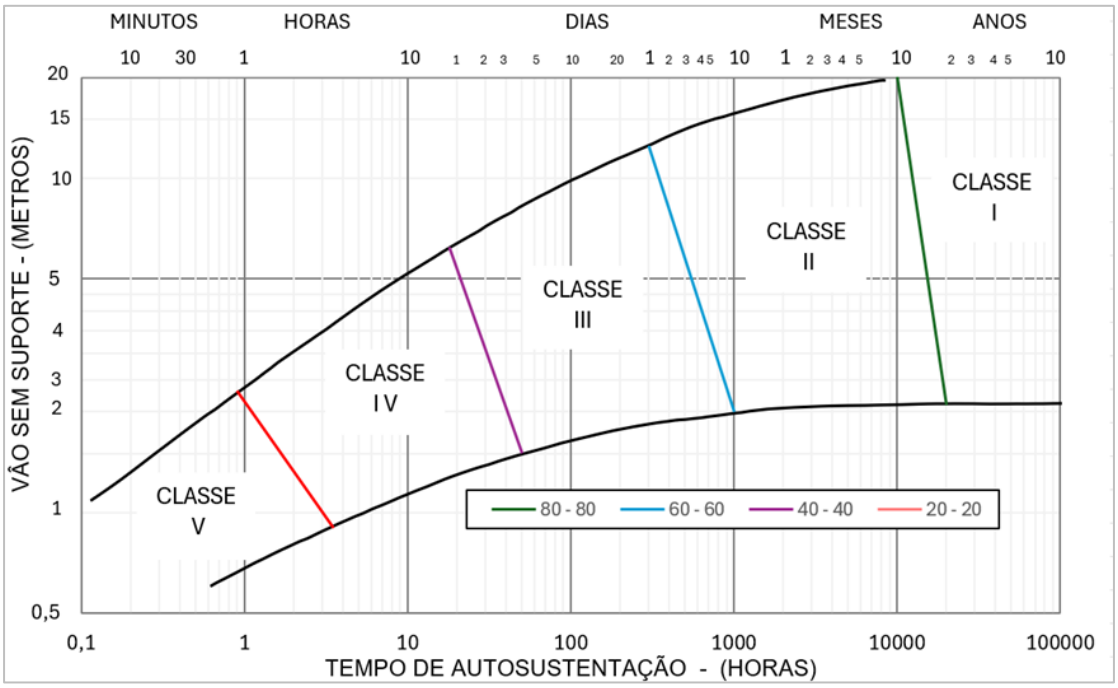


Figura 3.1 Relação entre vão livre e tempo de autossustentação

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1976, retirado de Serra Junior & Ojima, (1998))

3.3.2 Sistema Q

No caso do Sistema Q, originalmente proposto por de Barton *et al.* (1974); com base na revisão de NGI (2022), são utilizados seis parâmetros que se relacionam conforme apresentado na seguinte equação:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \; x \; \frac{J_r}{J_a} \; x \; \frac{J_w}{SRF} \tag{3.1}$$

Onde:

RQD é *Rock Quality Designation*;

J_n é o valor referente ao conjunto de descontinuidades (não necessariamente número de famílias, conforme Quadro 3.10);

J_r é o valor referente à rugosidade dos planos de descontinuidades (Quadro 3.11);

J_a é o valor referente ao estado de alteração dos planos de descontinuidades (Quadro 3.12);

J_w é o valor referente à percolação d'água ao longo dos planos de descontinuidades (Quadro 3.13); sendo um dos fatores mais críticos para a estabilidade do maciço e diretamente influenciado pelo regime hidrogeológico;

SRF é o Fator de redução referente ao estado de tensão no maciço (Quadro 3.14).

A determinação do Fator de redução de percolação d'água (J_w) é um dos aspectos mais sensíveis na aplicação do Sistema Q, pois a presença e o fluxo de água subterrânea podem reduzir drasticamente a resistência do maciço rochoso e a estabilidade das descontinuidades. Os valores de J_w devem ser estabelecidos com base em informações detalhadas provenientes do modelo hidrogeológico, que inclui dados de monitoramento de níveis piezométricos, ensaios de permeabilidade *in situ* (como os ensaios Lugeon), e previsões de afluxo de água para o túnel. A avaliação precisa do J_w é crucial para estimar o comportamento do maciço sob condições de saturação e para o dimensionamento adequado dos sistemas de suporte e drenagem, conforme preconizado pela ITA-AITES (2015).

NGI (2022) apresenta detalhadamente as particularidades para cada um desses parâmetros acima. De forma geral, a escolha dos parâmetros deve se basear sempre na experiência do projetista, assim como no conhecimento do maciço em questão, buscando sempre ajustar-se o mais próximo do modelo geológico definido para a obra. Após a obtenção dos valores de Q e da dimensão do vão livre efetivo do túnel, obtêm-se a espessura de concreto projetado, o comprimento e espaçamento entre tirantes, e o tempo de autossustentação pela Figura 3.2.

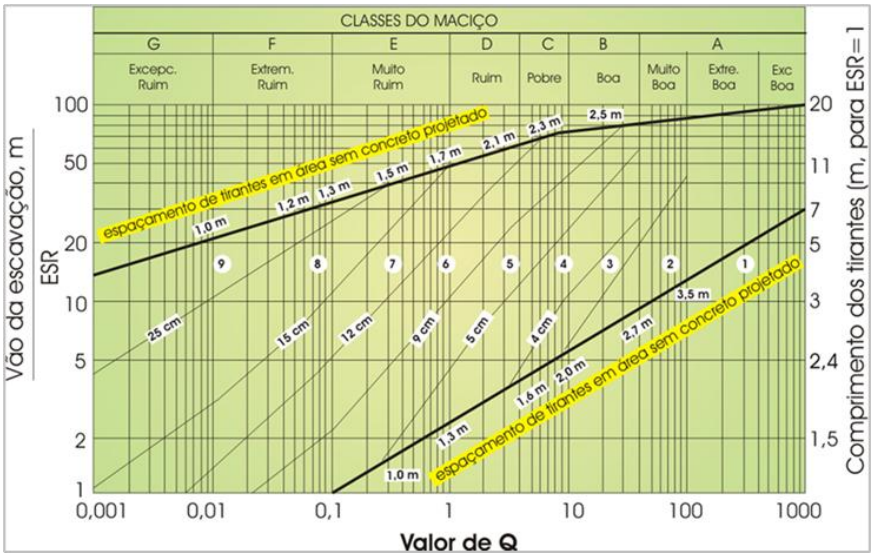


Figura 3.2 Classes de maciço segundo o Sistema Q e categorias

Fonte: Bieniawski (1989), traduzido por Palma Filho (2006)

Quadro 3.10 Valores de J_n

Valor do set de descontinuidades		J_n
A	Rocha sem descontinuidades, massiva, sem ou quase sem fraturas.	0,5 – 1,0
B	Um set de descontinuidades.	2
C	Um set de descontinuidades mais fraturas aleatórias.	3
D	Dois sets de descontinuidades.	4
E	Dois sets de descontinuidades mais juntas aleatórias.	6
F	Três sets de descontinuidades.	9
G	Três sets de descontinuidades mais juntas aleatórias.	12
H	Quatro ou mais sets de descontinuidades, aspecto de cubos de açúcar.	15
I	Rocha moída, próxima de um comportamento de solo.	20

Fonte: NGI (2022)

Quadro 3.11 Valores de J_r

Valores de rugosidade		J_r
a) Contato rocha-descontinuidade (juntas fechadas). **b) Contato rocha-descontinuidade menor que 10 cm e sem estar cisalhada.**		
A	Juntas descontínuas.	4
B	Rugosa ou irregular, ondulada.	3
C	Lisa, ondulada.	2
D	Lisa estriada, ondulada.	1,5
E	Rugosa, planar.	1,5
F	Lisa, planar.	1
G	Lisa estriada, planar.	0,5
Nota: Os termos descritivos se referem à escala menor e a escala intermediária, respectivamente.		
c) Sem contato de rocha e parede descontinuidade (junta aberta > 10 cm), podendo estar cisalhada.		
H	Preenchimento com minerais argilosos com espessura para impedir contato rocha-rocha.	1

Fonte: NGI (2022)

Quadro 3.12 Valores de J_a

Valor de alteração de junta		J_a
Juntas fechadas, sem preenchimento mineral, apenas películas		
A	Preenchimento impermeável, duro, não amolecido e firmemente cicatrizado, ou seja, quartzo ou epídoto.	0.75
B	Paredes de juntas inalteradas, apenas com manchas na superfície.	1
C	Paredes de juntas levemente alteradas. Revestimentos minerais não amolecidos; partículas de areia, rocha desintegrada sem argila etc.	2
D	Revestimentos de argila siltosa ou arenosa, pequena fração de argila (não amolecida).	3
E	Revestimentos de minerais de argila amolecidos ou de baixo atrito, ou seja, caulinita ou mica. Também clorita, talco, gesso, grafite etc. e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4
Juntas semi-abertas, até 10 cm, com preenchimento mineral delgado		
F	Partículas arenosas, rocha desintegrada sem argila etc.	4
G	Preenchimentos minerais de argila fortemente superconsolidados e não amolecidos (contínuos, mas com menos de 5 mm de espessura).	6
H	Média ou baixa sobreconsolidação, mole, preenchimentos minerais de argila (contínuos, mas com espessura inferior a 5 mm).	8
J	Preenchimentos de argila expansiva, ou seja, montmorilonita (contínua, mas com espessura inferior a 5 mm). O valor de Ja depende da porcentagem de partículas de tamanho de argila que incham.	8 - 12
Sem contato com a parede da rocha quando cisalhada (preenchimentos minerais espessos)		
K	Zonas ou faixas de rocha desintegrada ou esmagada. Fortemente superconsolidado.	6
L	Zonas ou faixas de argila, rocha desintegrada ou triturada. Preenchimentos de média ou baixa sobreconsolidação ou moles.	8
M	Zonas ou faixas de argila, rocha desintegrada ou esmagada. Argila expansiva. Já depende da porcentagem de partículas de tamanho de argila inchada.	8 - 12
N	Zonas ou faixas grossas e contínuas de argila. Fortemente consolidado em excesso.	10
O	Zonas ou faixas grossas e contínuas de argila. Sobreconsolidação média a baixa.	13
P	Zonas ou faixas espessas e contínuas com argila. Argila expansiva. Já depende da porcentagem de partículas de tamanho de argila que incham.	13 - 20

Fonte: NGI (2022)

Quadro 3.13 Fator de redução de percolação d'água

Fator de redução de percolação d'água		J_w
A	Escavações secas ou fluxo insignificante (úmido a pequenas gotas).	1,0
B	Fluxo médio: gotejamento ocasional com lavagem de preenchimento, muitas gotas.	0,66
C	Fluxo de jato ou com pressão em rocha competente sem juntas preenchidas.	0,5
D	Fluxo alto ou com pressão alta, podendo lavar o preenchimento.	0,33
E	Fluxo alto ou com pressão alta, com lavagem de preenchimento e até formação de buracos.	0,2 – 0,1
F	Excepcionalmente fluxo alto com pressão contínua, causando lavagem de material e perda de solo.	0,1 – 0,05
Nota: Os critérios de pontuação para Jw devem ser avaliados com base em dados quantitativos e qualitativos do regime hidrogeológico, incluindo medições de fluxo de água (l/min), pressões de poros e a presença de preenchimentos nas descontinuidades. A precisão na determinação do Jw é fundamental para uma classificação realista do maciço e para a previsão de desafios durante a escavação do túnel.		

Fonte: NGI (2022)

Quadro 3.14 Valores de SRF para as tensões do maciço (continua)

Valores de SRF para as tensões do maciço		SRF
Zonas fracas que cruzam a abertura subterrânea, o que pode causar o solapamento do maciço rochoso		
A	Múltiplas ocorrências de zonas fracas dentro de uma seção curta contendo argila ou rocha circundante quimicamente desintegrada e muito solta (qualquer profundidade), ou seções longas com rocha incompetente (fraca, qualquer profundidade).	10
B	Várias zonas de cisalhamento em uma seção curta em rocha competente sem argila com rocha solta ao redor (qualquer profundidade).	7,5
C	Zonas fracas únicas com ou sem argila ou rocha com desintegração química (profundidade ≤ 50 m).	5
D	Soltas, juntas abertas, com muitas juntas ou "cubo de açúcar", etc. (qualquer profundidade).	5
E	*Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth > 50 m).*	2,5
Competente, principalmente rocha maciça, problemas de tensão		
F	Baixa tensão, próximo à superfície, juntas abertas.	2,5
G	Tensão média, condição de tensão favorável.	1
H	Alta tensão, estrutura muito rígida. Geralmente favorável à estabilidade. Também pode ser desfavorável à estabilidade, dependendo da orientação das tensões em relação aos planos de junção/fraqueza*.	0,5 - 2 2 - 5*
J	Estilhaçamento moderado e/ou formação de placas após > 1 hora em rocha maciça.	5 - 50
K	Desmoronamento ou explosão de rocha após alguns minutos em rocha maciça.	50 - 200
L	Explosão de rocha pesada e deformação dinâmica imediata em rocha maciça.	200 - 400

Quadro 3.14 Valores de SRF para as tensões do maciço (continuação)

Valores de SRF para as tensões do maciço		SRF
***Squeezing rock*: deformação plástica em rochas incompetentes sob a influência de alta pressão**		
M	Pressão de rocha de esmagamento leve.	5 - 10
N	Pressão de rocha de esmagamento intenso.	10 - 20
Rocha de inchamento: atividade química de inchamento dependendo da presença de água		
O	Inchaço leve da pressão da rocha.	5 - 10
P	Inchaço intenso da pressão da rocha.	10 - 15
Nota: Aqui, a avaliação do potencial de inchamento deve considerar a interação com a água subterrânea, cujas características são fornecidas pelo modelo hidrogeológico.		

Fonte: NGI (2022)

3.3.3 Índice GSI

O critério de resistência de Hoek-Brown foi introduzido em 1980 com o objetivo de fornecer subsídios para o projeto de escavações subterrâneas em rochas. Originalmente voltado para rocha intacta, esse critério foi posteriormente ampliado de modo a incorporar os efeitos das descontinuidades presentes no maciço, por meio do Índice de Resistência Geológica (*GSI – Geological Strength Index*). Dessa forma, consolidou-se um sistema que permite estimar o comportamento mecânico de maciços rochosos típicos encontrados em túneis e em outras obras subterrâneas.

As propriedades de resistência e deformabilidade da rocha intacta, obtidas por ensaios laboratoriais, são reduzidas em função das características estruturais e das condições das descontinuidades. O resultado é o critério generalizado de Hoek–Brown (Figura 3.3), amplamente aplicado em projetos de engenharia geotécnica ao redor do mundo. Embora forneça estimativas geralmente satisfatórias, sua utilização exige cautela, pois há limites de aplicabilidade e incertezas relacionadas à qualidade dos dados de entrada.

Hoek (1994) e Hoek *et al.* (1995) introduziram o GSI justamente para possibilitar a estimativa dos parâmetros m_b, s e a, a partir de observações de campo. Essa classificação foi desenvolvida para avaliar dois fatores fundamentais que exercem influência significativa nas propriedades mecânicas do maciço rochoso:

- A estrutura, ou grau de fraturamento;
- As condições das descontinuidades.

O valor de GSI para certo maciço rochoso, em função de sua estrutura, fraturamento e das condições de suas descontinuidades, pode ser visto na Figura 3.4.

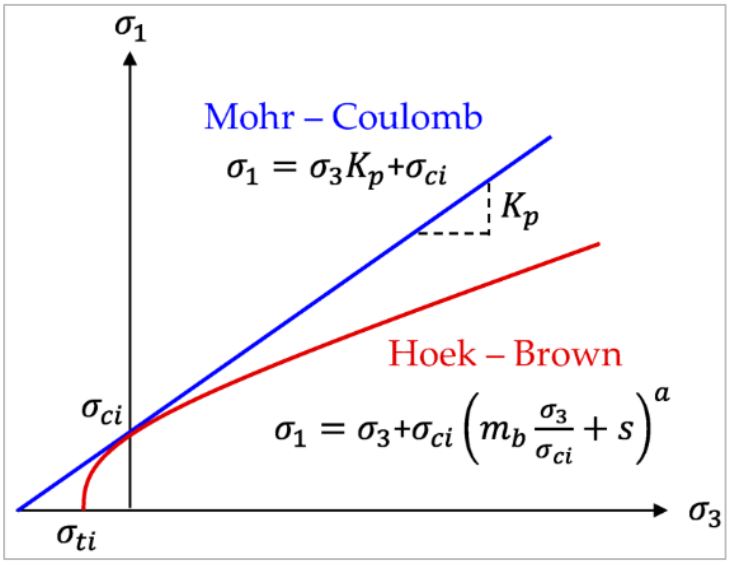


Figura 3.3 Modelo e critério de Hoek-Brown (2018)

Para o critério de Hoek-Brown generalizado para maciços rochosos, têm-se as seguintes equações:

$$m_b = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right] \tag{3.2}$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right] \tag{3.3}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right) \tag{3.4}$$

Onde, σ_1 é a tensão principal efetiva maior na ruptura, σ_3 é a tensão principal efetiva menor na ruptura, σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, m_i é o parâmetro de fricção da rocha intacta, m_b, s e a são constantes dependentes da estrutura e das condições das descontinuidades.

Este critério apresenta algumas limitações e considerações práticas quanto ao seu uso:

- Linearização do critério: Fórmulas derivadas (Hoek, 1990) permitem obter coesão (c) e ângulo de atrito (φ) a partir de m_b e s, para certo nível de tensões no túnel. No entanto, essa linearização do critério parabólico é apenas uma aproximação e pode gerar erros significativos, se o nível de tensões no túnel não for adequadamente avaliado, visto que o comportamento real dos maciços dificilmente é linear.
- Anisotropia: O critério de Hoek-Brown pressupõe comportamento isotrópico. Assim, não deve ser aplicado diretamente a maciços com descontinuidades fortemente orientadas (como xistos e ardósias), pois pode levar a interpretações equivocadas.
- Obtenção dos parâmetros da rocha intacta: A determinação de σ_{ci} e m_i é essencial. O ideal é sua obtenção por ensaios triaxiais. Em fases preliminares, quando isso não é possível, admitem-se alternativas:
  - σ_{ci} pode ser estimado por ensaios de carga pontual;
  - m_{i} pode ser obtido em tabelas de referência (como o Quadro 3.15 e o Quadro 3.16), de acordo com o tipo de rocha.
- Maciços com poucas famílias de descontinuidades: Quando o maciço apresenta apenas duas famílias principais de descontinuidades, a aplicação do critério deve ser cuidadosa.
  - Se uma família for nitidamente mais fraca (ex.: preenchida por argila), o critério só deve ser aplicado à fração de rocha intacta.

Se ambas as famílias forem sãs, rugosas e não intemperizadas, sem tendência a rupturas de cunha locais, é possível aplicar o critério. Nesse caso, o maciço se comporta de forma semelhante a um maciço em blocos de boa qualidade, e os parâmetros podem ser estimados com auxílio da Tabela 3.4.

Figura 3.4 Índice de Resistência Geológica para rochas fraturadas

Fonte: Traduzido de Marinos e Hoek (2000)

Quadro 3.15 Estimativas em campo da resistência à compressão uniaxial

Grau[a]	Termo	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Índice de carga pontual (MPa)	Estimativa de resistência em campo	Exemplos[b]
M6	Extremamente resistente	> 250	> 10	Material rochoso apenas lascado sob repetidos golpes de martelo; emite som metálico quando percutido.	Basalto fresco, sílex, diabásio, gnaisse, granito, quartzito.
M5	Muito resistente	100 – 250	4 – 10	Requer muitos golpes de martelo geológico para romper amostras intactas.	Anfibolito, arenito, basalto, gabro, gnaisse, granodiorito, calcário, mármore, riolito, tufo.
M4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Amostras na mão se quebram com um único golpe de martelo geológico.	Calcário, mármore, filito, arenito, xisto, folhelho.
M3	Medianamente resistente	25 – 50	1 – 2	Golpe firme com picareta geológica provoca indentação de até 5 mm; faca apenas arranha a superfície.	Folhelho argiloso, carvão, concreto, xisto, siltito.
M2	Fraca	5 – 25	[c]	Faca corta o material, mas é duro demais para moldar em corpos de prova triaxiais.	Greda, rocha salina, potássio.
M1	Muito fraca	1 – 5	[c]	Material se desagrega sob golpes firmes de picareta geológica; pode ser moldado com faca.	Rocha muito intemperizada ou alterada.
M0	Extremamente fraca	0,25 – 1	[c]	Marcada com a unha.	Gouge argiloso.

[a]Classificação de acordo com a ISRM (1981).

[b]Todos os tipos de rocha exibem uma ampla faixa de resistências à compressão uniaxial, o que reflete a heterogeneidade na composição e a anisotropia na estrutura. Rochas resistentes são caracterizadas por uma trama cristalina bem intertravada e poucos vazios.

[c]Rochas com resistência à compressão uniaxial abaixo de 25 MPa provavelmente apresentarão resultados altamente ambíguos em ensaios de carga pontual.

Fonte: Hoek, Kaiser e Bawden (1995)

Quadro 3.16 Valores da constante m_i para rocha intacta, por grupo de rocha

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grossa	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clássica		Conglomerado (22)	Arenito (19)	Siltito (9)	Argilito (4)
			← Grauvaca (18) →			
	Não Clássica	Orgânica	← Giz (7) →			
			Carvão (8-21)			
		Carbonática	Brecha (20)	Calcário Esparítico (10)	Calcário Micrítico (8)	
		Química		Gipsita (16)	Anidrita (13)	
Metamórfica	Não Foliada		Mármore (9)	Hornfels (19)	Quartzito (24)	
	Levemente Foliada		Migmatito (30)	Anfibolito (31)	Milonitos (6)	
	Foliada[a]		Gnaisse (33)	Xistos (10)	Filitos (10)	Ardósia (9)
Ígnea	Clara		Granito (33)		Riolito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito (28)		Andesito (19)	
	Escura		Gabro (27)	Dolerito (19)	Basalto (17)	
			Norito (22)			
	Tipo Piroclástica Extrusiva		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)	

[a]Estes valores são para amostras de rocha intacta ensaiadas perpendicularmente à foliação. O valor de m_i será significativamente diferente se a ruptura ocorrer ao longo de um plano de foliação (Hoek, 1983).

Note que os valores entre parênteses são estimativos.

Fonte: Hoek, Kaiser e Bawden (1995)

Tabela 3.4 Estimativa dos parâmetros de Hoek-Brown com base na estrutura e condição do maciço

ESTRUTURA	CONDIÇÃO DA SUPERFICIE	**MUITO BOA** Superfícies muito rugosas, não intemperizadas	**BOA** Superfícies rugosas, levemente intemperizadas, manchadas de óxido de ferro	**REGULAR** Superfícies lisas, moderadamente intemperizadas ou alteradas	**POBRE** Superfícies com estrias de falha (slickensides), altamente intemperizadas com revestimentos compactos ou preenchimentos	**MUITO POBRE** Superfícies com estrias de falha (slickensided), altamente intemperizadas com revestimentos ou preenchimentos de argila mole
MACIÇO POUCO FRATURADO Maciço rochoso muito bem intertravado e não perturbado, consistindo em blocos cúbicos formados por três conjuntos de descontinuidades ortogonais.	$\frac{m_b}{m_i}$	0,60	0,40	0,26	0,16	0,08
	s	0,190	0,062	0,015	0,003	0,0004
	a	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	E_m	75000	40000	20000	9000	3000
	ν	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25
	GSI	85	75	62	48	34
MACIÇO MODERADAMENTE FRATURADO Maciço rochoso intertravado, parcialmente perturbado, com blocos angulares multifacetados formados por quatro ou mais conjuntos de descontinuidades.	$\frac{m_b}{m_i}$	0,40	0,29	0,16	0,11	0,07
	s	0,062	0,021	0,003	0,001	0
	a	0,5	0,5	0,5	0,5	0,53
	E_m	40.000	24.000	9000	5000	2500
	ν	0,2	0,25	0,25	0,25	0,3
	GSI	75	65	48	38	25
MACIÇO MUITO FRATURADO Maciço dobrado e falhado com muitas descontinuidades que se interceptam, formando blocos angulares.	$\frac{m_b}{m_i}$	0,24	0,17	0,12	0.08	0,06
	s	0.012	0.004	0,001	0	0
	a	0,5	0,5	0,5	0,5	0,55
	E_m	18.000	10000	6000	3000	2000
	ν	0,2	0,25	0,25	0,3	0,3
	GSI	60	50	40	30	20
MACIÇO INTENSAMENTE FRATURADO Maciço rochoso pobremente intertravado e intensamente fraturado, com uma mistura de blocos angulares e arredondados.	$\frac{m_b}{m_i}$	0.17	0,12	0,08	0,06	0,04
	s	0,004	0,001	0	0	0
	a	0,5	0,5	0,5	0,55	0,60
	E_m	10000	6000	3000	2000	1000
	ν	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3
	GSI	50	40	30	20	10

$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$

Fonte: Hoek, Kaiser e Bawden (1995)

3.4 APRESENTAÇÃO DE RELATÓRIOS E DESENHOS

Para cada etapa de projeto, os produtos deverão ser ajustados, porém sempre farão parte do pacote geologia-geotecnia, de maneira geral, um conjunto de relatórios, mapas e perfis geológico-geotécnicos. Adicionalmente, há uma tendência em se incluir documentos como o GDR (*Geotechnical Data Report*) e o GBR (*Geotechnical Baseline Report*), tendo seu escopo aqui delimitado.

Além disso, destaca-se o uso do BIM – *Building Information Modelling*, que já vem sendo adotado em diversos projetos de infraestrutura. Conforme esclarece Kessler *et al.* (2015), no documento de Baynes & Parry (2022), o BIM é um processo que envolve a geração e gestão de representações digitais de características físicas e funcionais de uma edificação ou terrenos. O objetivo é garantir que a informação apropriada seja criada em um formato adequado no momento correto, permitindo melhores decisões durante o projeto, construção e operação dos ativos construídos. O BIM integra o modelo 3D com diversas informações do projeto, organizadas por etapa e por elemento, representando, assim, uma possibilidade promissora para projetos futuros, incluindo a visualização e análise do modelo hidrogeológico em conjunto com as demais informações geológico-geotécnicas e de engenharia.

No Quadro 3.17 e no Quadro 3.18 apresentam-se os produtos a serem entregues para o anteprojeto e o projeto básico, respectivamente. Na fase de projeto executivo, deverá ser apresentada a mesma documentação da fase de projeto básico, em nível de detalhe, com as devidas atualizações e decorrentes de informações adicionais obtidas ao longo da elaboração dos projetos, de acordo com o Quadro 3.19.

Quadro 3.17 Produtos a serem entregues na fase de anteprojeto

Volume	Produto	Conteúdo	Formato
1	Relatório Geológico--Geotécnico	• Caracterização fisiográfica regional (topografia, geomorfologia, pedologia, geologia das unidades, hidrogeologia, clima e vegetação, análise interpretativa das fotos aéreas); • Mapa topográfico regional (formato A1 e escala mínima 1:60.000); • Mapa geológico regional (formato A1 e escala mínima 1:60.000); • Mapa geomorfológico regional (formato A1 e escala mínima 1:60.000); • Mapa pedológico regional (formato A1 e escala mínima de 1:60.000); • Mapa hidrogeológico conceitual (formato A1 e escala mínima 1:60.000, indicando zonas de recarga/descarga, principais aquíferos e direções de fluxo inferidas; • Descrição dos estudos geotécnicos realizados com conclusões técnico-econômicas do empreendimento.	A1
2	Memória Justificativa	• Relatório geológico regional, incluindo nota explicativa, contendo: aspectos estruturais, textuais e mineralógicos de cada unidade geológica mapeada, modificações induzidas por fenômenos secundários (tectônica, intemperismo, erosão, metamorfismo e outros), a localização das amostras coletadas e os resultados da investigação de campo de todas as alternativas escolhidas; • Contexto geotécnico local (origem e formação dos solos, clima, relevo e rochas de origem); • Interpretação geológica e geotécnica do local; • Justificativa dos dados regionais e locais coletados; • Apresentação da fonte e localização dos dados históricos considerados; • Perfis transversal e longitudinal geológico-geotécnicos, incluindo as seções geoelétricas interpretadas em planta (escala: 1:1.000 em formato A3); • Modelo geológico-geotécnico e hidrogeológico conceitual.	A3/A4

Fonte: Elaboração própria (2025)

Quadro 3.18 Produtos a serem entregues na fase de projeto básico

Volume	Produto	Conteúdo	Formato
1	Relatórios Técnicos do Projeto Básico	• Caracterização geológica ao longo do traçado escolhido contendo: aspectos estruturais, textuais e mineralógicos de cada unidade geológica mapeada, modificações induzidas por fenômenos secundários (tectônica, intemperismo, erosão, metamorfismo e outros) e a localização das amostras coletadas em todas as fases; • Relatório petrográfico, descrição macroscópica e microscópica; • Síntese das investigações realizadas anteriormente e programação das investigações programadas na fase de Projeto Executivo; • Sondagens em campo: - Tipos de sondagens realizadas e justificativas; - Descrição das amostras e testemunhos com fotos; - Boletins de sondagem com: coordenadas UTM, estratigrafia do solo, caracterização tátil-visual, profundidade das camadas, NSPT de metro a metro e nível da água. • Ensaios *in situ*: - Tipos de ensaios realizados e justificativas; - Descrição dos ensaios; - Resultados discriminados por meio de tabelas e gráficos. • Ensaios em laboratório; • Tipos de ensaios realizados e justificativas; - Descrição dos ensaios; - Resultados discriminados por meio de tabelas e gráficos. • Apresentação dos parâmetros geotécnicos e índices físicos para cada camada do subsolo.	A4
2	Projeto Básico	• Planta com locação das sondagens (escala: 1:1.000); • Planta com perfis transversal e longitudinal geológico--geotécnicos (escala: 1:1.000); • Apresentação da fonte e localização dos dados históricos considerados; • Perfis transversal e longitudinal geológico-geotécnicos, incluindo as seções geoelétricas interpretadas em planta (escala: 1:1.000 em formato A3); • Modelo geológico-geotécnico.	A1

Fonte: Elaboração própria (2025)

Quadro 3.19 Produtos a serem entregues na fase de projeto executivo

Volume	Produto	Conteúdo	Formato
1	Relatórios Técnicos do Projeto Executivo	• Caracterização geológica ao longo do traçado escolhido contendo: aspectos estruturais, textuais e mineralógicos de cada unidade geológica mapeada, modificações induzidas por fenômenos secundários (tectônica, intemperismo, erosão, metamorfismo e outros) e a localização das amostras coletadas; • Relatório petrográfico, descrição macroscópica e microscópica; • Programa de investigações; • Sondagens em campo: - Tipos de sondagens realizadas e justificativas; - Descrição das amostras e testemunhos com fotos; - Boletins de sondagem com: coordenadas UTM, estratigrafia do solo, caracterização tátil-visual, profundidade das camadas, NSPT de metro a metro e nível da água. • Ensaios *in situ*: - Tipos de ensaios realizados e justificativas; - Descrição dos ensaios; - Resultados discriminados por meio de tabelas e gráficos. • Ensaios em laboratório: - Tipos de ensaios realizados e justificativas; - Descrição dos ensaios; - Resultados discriminados por meio de tabelas e gráficos. • Apresentação dos parâmetros geotécnicos e índices físicos para cada camada do subsolo.	A4
2	Projeto Executivo	• Planta com locação das sondagens (escala: 1:1.000), incluindo as sondagens realizadas em fases anteriores; • Planta com perfis transversal e longitudinal geológico-geotécnicos (escala: 1:1.000); • Mapeamento de frente de escavação e respectiva classificação do maciço; • Modelo geológico-geotécnico e hidrogeológico (3D, com detalhamento das condições de fluxo, pressões e interações com o túnel, e resultados de modelagem numérica, se aplicável), caso modificado no Projeto Executivo.	A1

Fonte: Elaboração própria (2025)

Deverá ser elaborada uma série de mapas, incluindo:

- Mapa topográfico.
- Mapa pedológico, contendo a descrição das principais unidades pedológicas presentes na área de estudo.
- Mapa geomorfológico, contendo a descrição das principais unidades geomorfológicas da área de estudo.
- Mapa geológico regional, contendo a descrição das principais unidades geológicas e condições estruturais da área de estudo.
- Mapa hidrogeológico, indicando a distribuição de aquíferos, níveis piezométricos, direções de fluxo e zonas de recarga/descarga, com base nos dados de investigações e modelagem.

A área de abrangência dos mapas deverá seguir o que preconiza a norma DNER – PRO 014/95 (ou atualização), os quais deverão ser elaborados em escalas compatíveis com essa fase (1:10000 – 1:60000) e com as dificuldades encontradas (1:5000 em zonas complexas), seccionando os corredores de unidades compatíveis entre si (homogêneos) (ANTT, 2020).

Os mapas geológicos gerados deverão ser acompanhados de relatório descritivo e fotográfico das unidades mapeadas, ou nota explicativa, e seguir o Decreto nº 89.817, de 20 de junho de 1984, no qual são estabelecidas as instruções reguladoras das normas técnicas da cartografia nacional, bem como a ABNT NBR 13441/2021 (ou atualização), que estabelece a simbologia a ser utilizada para os termos geológicos-geotécnicos (ANTT, 2020).

Com base na coleta de dados da área de implantação ou restauração/ampliação do túnel rodoviário/ferroviário, deverão ser elaborados os perfis ou, preferencialmente, modelos tridimensionais (3D) geológico-geotécnicos, ao longo dos eixos das alternativas de traçado a serem analisadas, com as seguintes características:

- Descrição prévia dos materiais por meio das sondagens geofísicas.
- Representação gráfica das camadas do subsolo com espessura medida (sondagem) e/ou estimada (interpretação).
- Indicação dos perfis de sondagem, com as informações de litotipo, NSPT, RQD etc.

- Indicação dos contatos geológicos entre camadas de solo e rocha, tendo como base o modelo geológico definido.
- Representação do eixo e da seção transversal do túnel no perfil geológico-geotécnico.
- Representação de zonas de falha, cisalhamento ou quaisquer outras anomalias relevantes ao projeto.
- Indicação da classificação do maciço pelos sistemas RMR e Q.
- Indicação do nível d'água e, caso existente, níveis piezométricos.
- Indicação de quaisquer interferências existentes tanto em superfície como em profundidade.

Os perfis geológico-geotécnicos elaborados deverão nortear a seleção da alternativa mais adequada do ponto de vista técnico-econômico.

3.4.1 GBR e GDR: Conceito e escopo

Na América do Norte (Estados Unidos e Canadá), desde o ano de 1997, com o intuito de diminuir as disputas após a conclusão de obras de infraestrutura, principalmente relacionadas às imprevisibilidades geológico-geotécnicas, foi elaborado o documento de recomendações e práticas denominado de GBR – *Geotechnical Baseline Report* (Relatório Geotécnico de Referência[1]; Essex, 2019 e FHWA, 2009).

Segundo Essex (2019), o GBR é particularmente útil em projetos de obras subterrâneas pois há inúmeras incertezas na escavação subterrânea de maciços para que apenas o contratante da obra assuma o risco por completo. O conceito do GBR é justamente o compartilhamento justo do risco de obras entre as partes. A Figura 3.5 resume o papel de um documento como o GBR para projetos de túneis.

[1] O termo GBR foi traduzido como Relatório Geotécnico de Referência pela ABGE/IAEG (Baynes & Parry, 2022) e como Relatório Geotécnico de Base pela CMSP – Companhia do Metropolitano de São Paulo.

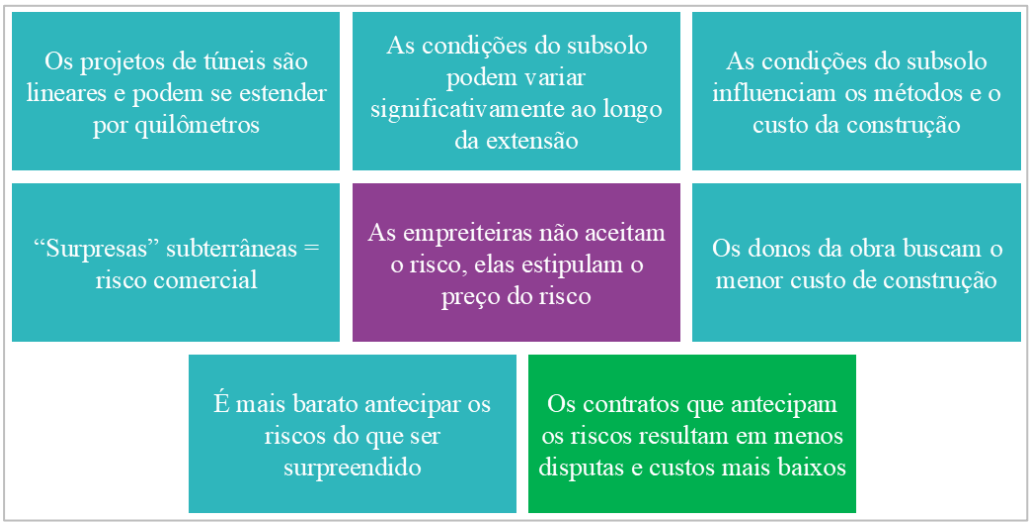


Figura 3.5 Abordagem da importância do uso do GBR – *Geotechnical Baseline Report* em obras subterrâneas

Fonte: Essex (2019)

Segundo FHWA (2009), os principais objetivos do GBR são:

- Estabelecer um documento contratual que defina as condições específicas do subsolo a serem consideradas pelos empreiteiros como condições de base na preparação de suas propostas.
- Estabelecer um procedimento contratual para ajustes de custo quando as condições do maciço expostas durante a construção forem piores do que as condições de base definidas nos documentos do contrato.

Os autores ainda esclarecem que embora reflita as conclusões das investigações geotécnicas e dos estudos de projeto, o GBR não tem a intenção de prever as condições geotécnicas e geológicas reais no local do projeto nem de prever com precisão o comportamento do maciço durante a construção. Em vez disso, ele estabelece as bases para delinear os riscos financeiros entre o proprietário e a empreiteira.

Os demais objetivos do GBR, segundo ASCE (2022) são:

- Apresentar as considerações geotécnicas e de construção que formaram a base do projeto.
- Aumentar a compreensão do empreiteiro sobre os principais problemas e restrições do projeto e os requisitos dos planos e especificações do contrato.
- Identificar as considerações importantes que precisam ser abordadas durante a preparação da proposta e a construção.

- Auxiliar o empreiteiro a avaliar os requisitos para a escavação e o suporte do túnel.
- Orientar o gerente de construção na administração do contrato e no monitoramento do desempenho do empreiteiro.

Além do GBR, também é utilizado o GDM (*Geotechnical Design Memorandum*) e o GDR (*Geotechnical Design Report*). Esses dois últimos seriam os relatórios geológico-geotécnicos e respectivos mapas e perfis, onde são fornecidas as informações factuais do modelo geológico-geotécnico, assim como potenciais riscos na escavação do túnel. Como explica ASCE (2022), o GBR deve ser o único relatório final preparado para uso na licitação e construção do projeto. O GBR deve se limitar à discussão interpretativa e às declarações de linha de base, e deve fazer referência, em vez de repetir ou parafrasear, as informações contidas no GDR, nos desenhos ou nas especificações.

O GDR deve ser elaborado contendo apenas as informações factuais do pacote de estudos geológicos e geotécnicos que, no contexto de projetos de túneis, devem obrigatoriamente identificar as seguintes informações:

A. Geologia

- Geomorfologia.
- Unidades geológicas maiores.
- Disposições estruturais.
- Estruturas maiores.
- Zonas de alteração.
- Classificação de materiais para escavação.
- Classificação geomecânica do maciço para o dimensionamento dos sistemas de suporte e revestimento do túnel, indicando, no mínimo, o índice RMR de Bieniawski (1973; 1989) e o índice Q, conforme proposto por Barton *et al.* (1974) e revisado pelo NGI (2022).
- Elaboração da compartimentação geomecânica do maciço.
- Caracterização hidrogeológica detalhada, incluindo a descrição do modelo hidrogeológico conceitual e/ou numérico, com a representação da superfície piezométrica, direções de fluxo, propriedades hidráulicas dos materiais (permeabilidade, transmissividade), zonas de recarga e descarga, e a qualidade da água subterrânea.
- Identificação e análise de risco geológico.

B. Geotecnia

- Classificação geotécnica do maciço quanto ao tipo e origem do solo.
- Previsão de comportamento do maciço durante as escavações junto à frente de avanço.
- Obtenção de parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade e índices físicos.
- Elaboração dos critérios para definição dos parâmetros geotécnicos de cálculo, específicos para cada tipo de análise.

Já o GBR, ou Relatório Geotécnico de Referência, é um documento a ser elaborado a partir das investigações geológico-geotécnicas de campo e de laboratório, consubstanciado ainda nos métodos construtivos definidos em projeto. Tal relatório será utilizado como documento contratual usado para alocar os riscos decorrentes das condições do subsolo entre o Construtor e o Contratante das obras dos túneis. Com isso, busca-se permitir que a equipe de projeto tenha um meio de descrever as condições do subsolo que podem impactar positiva ou negativamente tanto a construção quanto o custo da construção. Por consequência, será fornecido ao Contratante (Proprietário) um mecanismo contratual para gerenciar o risco geológico e as implicações de custo desse risco, caso ele seja realizado durante a construção.

A elaboração do GBR deverá observar as prescrições do livro *Geotechnical Baseline Reports: Suggested Guidelines*, da ASCE (última versão de 2022). O GBR deverá ser capaz de responder as seguintes questões, como rol exemplificativo:

- Que tipo de terreno será encontrado?
- Onde existirão diferentes tipos de maciço?
- Como o maciço se comportará?
- O comportamento do maciço mudará com o tempo?
- Serão encontradas águas subterrâneas? Onde? Quanto? Quais as pressões esperadas e as propriedades físico-químicas da água? Qual a linha de base para o regime hidrogeológico, incluindo níveis piezométricos e afluxos previstos, e como ele pode variar sazonalmente ou em resposta à escavação?
- Haverá obstruções que afetarão o avanço da escavação do túnel?
- Existem considerações de terceiros não contempladas nas especificações que afetarão a construção?

As linhas de base devem ser claras e concisas, não deixando espaço para interpretação.

A linha de base hidrogeológica estabelecida no GBR é um componente crítico para a gestão de riscos em projetos de túneis. Ela serve como referência para avaliar desvios das condições esperadas durante a construção, permitindo uma alocação justa de riscos e a tomada de decisões informadas sobre medidas de controle de água, drenagem e impermeabilização. A clareza e a precisão na definição dessa linha de base, fundamentadas em um modelo hidrogeológico robusto, são essenciais para minimizar disputas e garantir a segurança e a eficiência da obra, conforme a filosofia da ITA-AITES (2015).

3.5 QUANTITATIVOS MÍNIMOS DE INVESTIGAÇÃO

Neste item, propõe-se uma quantidade mínima para cada uma das principais técnicas investigativas de maciços, sejam elas indiretas ou diretas. Essas quantidades são determinadas principalmente pelo cenário geológico do projeto, além de considerar situações adversas. Adicionalmente, a intensidade da amostragem e dos ensaios de laboratório deve ser significativamente aumentada em projetos de túneis que atravessam áreas urbanas, dado que potenciais danos decorrentes de qualquer ocorrência seriam maiores nessas zonas.

Conforme estabelecido pelo Eurocode 7 (2007), a quantidade de técnicas de investigação e ensaios requeridos varia de acordo com o problema geotécnico específico, a complexidade geológica envolvida e os parâmetros essenciais para a execução do projeto.

O programa de investigações deve definir a prospecção geotécnica como um todo, determinando o tipo e a quantidade de levantamentos/sondagens, a localização e a profundidade para a coleta de amostras, os ensaios de campo e laboratório a serem realizados e os locais para a instalação de instrumentos que permitam obter as propriedades do maciço, assegurando-se que sejam dedicadas exclusivamente à elaboração do projeto e viáveis dentro do prazo estabelecido para sua conclusão.

A seguir, as quantidades serão apresentadas divididas de acordo com as categorias de investigação, direta e indireta, apresentadas na subseção 3.1.

3.5.1 Investigações indiretas

Com relação aos métodos geofísicos, deve-se realizar no mínimo os seguintes levantamentos por caminhamento elétrico:

- Longitudinal: caminhamento pelo topo do morro ao longo da linha de centro prevista para cada túnel. Em termos de extensão, deverá estender-se pelo menos 10 % a mais do que o contorno na superfície ao longo do traçado previsto para o túnel.
- Transversal: três linhas transversais em cada emboque, por túnel, avançando três diâmetros para cada lado, sendo: uma linha na estaca prevista para iniciar o túnel; uma segunda linha a três diâmetros de distância para dentro do túnel; e uma última linha a três diâmetros de distância do início do túnel. Caso haja uma topografia muito íngreme, essas distâncias de três diâmetros entre as linhas podem ser reduzidas, devendo ser devidamente justificado em relatório.
- Vertical: Quando o método permitir, prever sondagens verticais (*Crosshole*), sendo três em cada região de emboque, por galeria, e ao longo do alinhamento do túnel uma a cada 100 metros, em média.

Deve ser apresentado memorial descritivo e relatório de execução composto pelas seções geoelétricas interpretadas. Para alternativas de traçados próximas, a execução do método em todas as opções poderá ser dispensada desde que apresentada justificativa técnica que comprove que não há heterogeneidade geológica entre elas (ANTT, 2020).

Nas situações em que o método de investigação por caminhamento elétrico não puder ser executado, este poderá ser substituído por outro método, entre os citados no Quadro 3.2, incluindo uma justificativa de sua escolha e um relatório de execução composto pelas seções interpretadas.

Para levantamento por satélites, deve-se usar satélites de radar (SAR) para identificar áreas de risco como subsidências e escorregamentos. Em regiões com possíveis zonas cársticas, recomenda-se também um levantamento aéreo detalhado.

O uso de drones é opcional se o mapeamento geológico mencionado em 3.1.3 já tiver sido feito. Caso contrário, o mapeamento com drones será obrigatório em zonas de difícil acesso.

Por fim, o televisamento, seja acústico ou óptico, deve ser realizado em túneis escavados em rocha que apresentam descontinuidades influenciando a estabilidade do túnel. Nessa situação, o televisamento é utilizado principalmente para o levantamento dessas descontinuidades, seguindo as diretrizes do Anexo C da ABGE 105 (2023) e as recomendações de descrição de descontinuidades conforme Oliveira (2015) e Oliveira *et al.* (2012). É fundamental que o furo esteja devidamente limpo e que as imagens sejam claras; caso contrário, deve-se proceder à lavagem do furo até que o critério mínimo de qualidade das imagens seja alcançado. Se a lavagem não for viável, deve-se optar pelo método acústico.

3.5.2 Investigações diretas

Para as sondagens na região dos emboques, considerar, para cada fase de projeto, o seguinte:

I. **Anteprojeto**: pelo menos uma (1) sondagem na linha de centro de cada túnel, na estaca prevista para início da obra.

II. **Projeto básico:** pelo menos uma (1) sondagem na linha de centro de cada túnel, na estaca prevista para início da obra; uma (1) sondagem na linha de centro de cada túnel a três diâmetros de distância (no sentido do túnel) a partir da estaca prevista para iniciar a escavação; e uma (1) sondagem no alinhamento lateral de cada túnel, intercalada com as demais.

III. **Projeto executivo:** A realização de sondagens adicionais nesta fase será avaliada com base na análise crítica dos dados geotécnicos existentes das fases anteriores (anteprojeto e projeto básico). Serão consideradas duas (2) sondagens por túnel apenas em casos especiais ou de diferença de condições, tais como:

- Alterações significativas no traçado ou no projeto que possam impactar as condições geotécnicas previamente investigadas.
- Incertezas ou anomalias reveladas pelas investigações anteriores que demandem maior detalhamento.
- Divergência substancial entre as condições geológicas e geotécnicas encontradas durante a escavação inicial e as previsões.

Essas sondagens serão mistas, no caso da ocorrência de solo e rocha, ou apenas rotativa, no caso de ausência de solo. No trecho em solo, os ensaios de SPT devem ser realizados.

Para as sondagens ao longo do alinhamento do túnel, o Quadro 3.20 e Quadro 3.21 propõem divisões de classes das quais são derivadas as quantidades mínimas de espaçamento para a execução de sondagens mistas, apresentadas na Tabela 3.5. A primeira divisão separa condições favoráveis de condições adversas, sendo que o Quadro 3.20 contém as situações favoráveis e o Quadro 3.21 descreve as situações adversas.

Entre as condições favoráveis apresentadas no Quadro 3.20, destacam-se três principais categorias: rochas, solos e o limite solo-rocha. Este último refere-se a materiais que podem ser classificados como ambos, por exemplo, um saprólito. As rochas e os solos são então subdivididos em litotipos com características geológico-geotécnicas semelhantes, relevantes para a escavação de túneis e suas contenções. As situações adversas, listadas no Quadro 3.21, indicam as principais adversidades esperadas dentro do território nacional. Essas situações foram adaptadas das recomendações da AASHTO (2010), excluindo aquelas não aplicáveis ao país, como a presença de *permafrost*. Cada classe resultará em uma sigla utilizada nas tabelas subsequentes para a quantificação das investigações e ensaios. A Tabela 3.5 apresenta o espaçamento máximo recomendado entre sondagens ao longo do alinhamento do túnel.

Em caso de situação adversa, o litotipo básico deve ser inicialmente classificado conforme uma das categorias do Quadro 3.20, complementado pela situação adversa indicada na Quadro 3.21. Isso resultará na redução do espaçamento entre as amostragens e, consequentemente, no aumento do número de sondagens.

Um exemplo é um calcário com suspeita de carste, que será classificado como M6+B1, enquanto um gnaisse muito fraturado e com zonas de falha será classificado como M1+B7+B10. O alinhamento deve ser dividido em zonas homogêneas, e a quantidade de investigações deve ser adequada às categorias dessas zonas. A Figura 3.6 ilustra essa separação por zonas homogêneas para cada categoria. Se mais de duas categorias adversas ocorrerem em um determinado intervalo, somente a soma máxima da porcentagem das duas piores adversidades deve ser considerada.

Nas situações adversas, é essencial considerar que esta condição do maciço deve ocorrer até, no máximo, três diâmetros ao redor do túnel para as fases de anteprojeto e projeto básico, e um diâmetro e meio para a fase de projeto executivo. Por exemplo, a ocorrência de tálus deve estar no máximo a três diâmetros de distância do túnel. Ele se aplica a material orgânico; portanto, apenas em túneis rasos essa situação deve ocorrer. Consequentemente, se um cenário adverso ocorre na superfície do túnel além dos três diâmetros nas fases iniciais do projeto, não deverá ser considerado na categorização do túnel para a quantificação das investigações.

Durante o projeto executivo, recomenda-se sondagens horizontais à frente da face de escavação, em especial em casos de condições adversas de maciço.

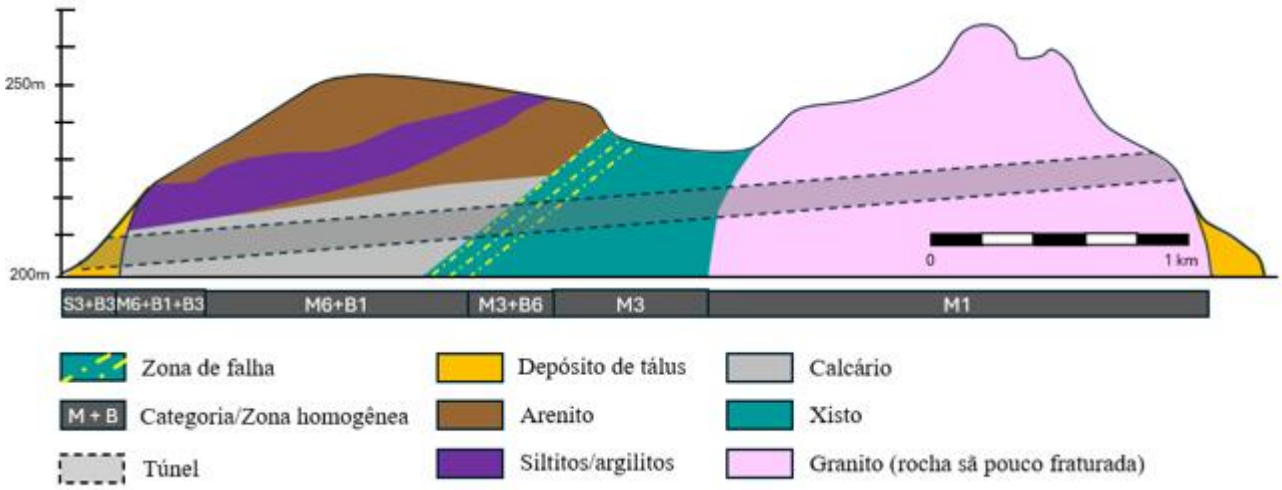


Figura 3.6 Exemplo de divisão de um túnel hipotético em distintas categorias

Fonte: Elaboração própria (2026)

Quadro 3.20 Principais categorias de litotipos em condições favoráveis (continua)

Categoria de maciço			Litotipos principais	Comportamento esperado
Rocha	M1	Rochas ígneas plutônicas e metamórficas de alto grau, competentes, sãs a pouco alteradas, medianamente a pouco fraturadas.	Granito, Gnaisse, Granulito, Anfibolito, Migmatito, Mármore	Maciço é escavado com detonações, a estabilidade é controlada principalmente pelas descontinuidades, fluxo d'água é secundário, tempo maior de autossustentação.
	M2	Rochas ígneas vulcânicas, competentes, sãs a pouco alteradas, medianamente a pouco fraturadas.	Basalto, Riolito, Gabro, Diorito	Maciço é escavado com detonações, a estabilidade é controlada principalmente pelas descontinuidades, fluxo d'água pode ser mais pronunciado devido às juntas e diaclases, presença de estruturas tipicamente vulcânicas, principalmente juntas verticais, tempo maior de autossustentação.
	M3	Rochas metamórficas de baixo grau, menos competentes, com bandamento e com foliação proeminente.	Xisto, Ardósia, Metarenito, Milonito	Escavado com detonações ou escavadeiras, menor tempo de autossustentação, necessita contenções mais robustas.
	M4	Rochas sedimentares granulares, medianamente competentes, podendo estar bandadas e/ou foliadas, com acamamento.	Arenito, Conglomerado, Margas	Escavado com detonações ou escavadeiras, tempo médio de autossustentação, alto desgaste de ferramentas.
	M5	Rochas sedimentares argilosas, pouco competentes e com presença de argilo-minerais.	Argilito, Siltito, Folhelho	Escavado com escavadeiras, material tende a ficar grudado nas ferramentas, tempo médio de autossustentação.
	M6	Rochas sedimentares de origem química.	Calcário, Dolomito	Escavado com escavadeiras, pode ocorrer fissuras maiores.
Solo/ rocha	P1	Rocha muito alterada a saprólito.	Qualquer litotipo acima	Escavado com escavadeira podendo ocorrer matacões, menor tempo de autossustentação.

Quadro 3.20 Principais categorias de litotipos em condições favoráveis (continuação)

Categoria de maciço			Litotipos principais	Comportamento esperado
Solo	S1	Solos predominantemente argilosos e siltosos.	Argila e silte	Escavado com escavadeira e exige parcialização da frente e contenções robustas, tempo baixo de autossustentação.
	S2	Solos predominantemente arenosos.	Areia fina a grossa	Escavado com escavadeira e exige parcialização da frente, possível tratamento de frente e contenções robustas, tempo muito baixo de autossustentação.
	S3	Solos predominantemente conglomeráticos.	Conglomerado	Escavado com escavadeira e exige parcialização da frente, possível tratamento de frente e contenções robustas, tempo muito baixo de autossustentação, desgaste alto.

Fonte: Elaboração própria (2025)

Quadro 3.21 Lista de possíveis condições adversas (continua)

Categoria de maciço		Descrição	Comportamento esperado
B1	Presença de carste	Vazios maiores de 1 m², tanto cavernas como condutos, ou seja, fraturas muito abertas (> 10 cm entre as paredes).	Blocos rochosos ou até o teto do túnel podem se desprender ao interceptar tais vazios, pode haver acúmulo de água com maiores vazões.
B2	Minerais expansivos	Minerais expansivos como: Montmorilonita, Esmectita, Anidrita, Gipsita.	Minerais expansivos em túneis podem causar sérios problemas, se entrarem em contato com a água, podendo causar colapso de teto e paredes.
B3	Depósito de tálus e/ou colúvio	Materiais recentes de superfície soltos, como blocos rolados.	Alto fluxo d'água e instabilidades.
B4	Solos glaciais	Material caótico com presença de blocos maiores.	Instabilidades, baixa coesão.
B5	Material orgânico e solos moles	Solos sedimentares com baixa capacidade de carga e alta compressibilidade, formados por material orgânico e com alto teor de umidade.	Instabilidades, grandes recalques e deformações.
B6	Zona de falha	Materiais menos competente podendo ocorrer materiais soltos como brecha de falha.	Instabilidade e maior percolação d'água.
B7	Zona de cisalhamento ou dobramento intenso	Materiais menos competentes, cisalhados ou dobrados.	Depende das condições do material poderia ocorrer regiões mais instáveis.

Quadro 3.21 Lista de possíveis condições adversas (continuação)

Categoria de maciço		Descrição	Comportamento esperado
B8	Tensões de maciço elevadas	Tensões horizontais ou verticais elevadas.	Pode ocorrer *rockburst.*
B9	Rochas muito fraturadas	Rochas com grau de fraturamento F4 ou F5.	Menor tempo de autossustentação e maior instabilidade.
B10	Litotipos com intercalações rítmicas relevantes	Turbiditos e molassas, por exemplo, onde há uma intercalação rítmica de camadas.	Comportamento distinto para cada tipo de camada.
B11	Fluxo alto de água subterrânea	Fluxo acima de 50 l/min em 10 metros de túnel.	Dificuldades com estabilidade e inundações potenciais do túnel.

Fonte: Modificado de AASHTO (2010)

Tabela 3.5 Espaçamento máximo em metros de investigações diretas

Categoria	Sondagens verticais			Sondagens inclinadas[a]		
	AP	PB	PE	AP	PB	PE
M1	600 m	300 m	600 m	Opcional	300 m[b]	Opcional
M2	600 m	200 m	400 m	Opcional	300 m	Opcional
M3	500 m	120 m	300 m	Opcional	150 m	Opcional
M4	500 m	200 m	400 m	Opcional	300 m[c]	Opcional
M5	500 m	120 m	300 m	Opcional	300 m[c]	Opcional
M6	500 m	150 m	400 m	Opcional	150 m	Opcional
P1	500 m	80 m	300 m	Opcional	150 m	Opcional
S1	300 m	80 m	150 m	-	-	-
S2	300 m	80 m	150 m	-	-	-
S3	300 m	80 m	150 m	-	-	-
S4	300 m	80 m	150 m	-	-	-
Situações adversas: diminuir o espaçamento das categorias acima na % indicada abaixo.						
B1	20 %	20 %	10 %	Opcional	20 %	10 %
B2	-	10 %	-	Opcional	-	-
B3	*[d]	*[d]	*[d]	Opcional	-	-
B4	10 %	20 %	10 %	Opcional	-	-
B5	*[d]	*[d]	*[d]	Opcional	-	-
B6	10 %	20 %	10 %	Opcional	20 %	10 %
B7	10 %	20 %	10 %	Opcional	20 %	10 %
B8	10 %	20 %	10 %	Opcional	20 %	10 %
B9	10 %	20 %	10 %	Opcional	10 %	20 %
B10	10 %	20 %	10 %	Opcional	20 %[c]	10 %[c]
B11	10 %	20 %	10 %	Opcional	-	-

[a] Os furos inclinados podem ser destrutivos (rotopercussiva) se televisados.
[b] Necessário apenas se condições adversas estiverem presentes, como, por exemplo, fraturamento e zonas de falha.
[c] Necessário apenas se a orientação das camadas não for horizontal.
[d] Realizar apenas na região específica onde há suspeita da situação adversa.

Fonte: Elaboração própria (2025)

3.5.3 Ensaios *in situ*

Em uma campanha de investigações geológico-geotécnicas, as sondagens têm o objetivo de identificar e caracterizar os maciços a serem escavados. Os ensaios realizados posteriormente visam não só caracterizar esse maciço, mas também fornecer base para o cálculo de diversos parâmetros utilizados em projeto, conforme apresentado no Quadro 3.22. É essencial que qualquer ensaio *in situ* realizado, assim como a coleta e os respectivos ensaios de laboratório, forneçam os dados necessários para o cálculo desses parâmetros para todos os materiais a serem escavados no túnel. Assim, com a definição do modelo geológico-geotécnico e determinação de todas as camadas a serem escavadas, essas devem ser investigadas com ensaios *in situ* e de laboratório. Portanto, não é adequado falar em uma quantidade geral de ensaios, mas deve-se garantir que cada material a ser escavado pelo túnel seja ensaiado, variando de projeto a projeto. Para obter um mínimo de confiabilidade nos dados, para cada ensaio em cada material devem-se obter no mínimo três medições/pontos.

O Quadro 3.22 apresenta os cenários em que um determinado ensaio é obrigatório. Esses ensaios devem ser realizados no projeto básico e complementados, quando necessário, no projeto executivo. As categorias apresentadas no Quadro 3.20 e no Quadro 3.21 são utilizadas como os principais cenários a serem considerados.

O trecho a ser ensaiado é aquele onde se visa obter informações, podendo ser diversos trechos. Cada litotipo que será escavado pelo túnel deve ser ensaiado minimamente pelo ensaio obrigatório para seu respectivo litotipo e/ou situação adversa, assim como as zonas de emboque (indicadas como “E” no Quadro 3.22 e no Quadro 3.23). Por exemplo, um V*ane test* (ensaio de palheta) é utilizado para se obter informações de solos moles, portanto, são os intervalos de solos moles reconhecidos que devem ser obviamente ensaiados. Os ensaios de perda de água (EPA) são úteis para se obter a permeabilidade secundária de maciços fraturados, então os trechos em rocha fraturados devem ser ensaiados.

Ressalta-se que a quantidade mínima para cada ensaio deve ser suficiente para se obter três pontos representativos em um gráfico. O ensaio pode ser realizado em uma mesma sondagem, mas que resulte minimamente em três pontos para um mesmo litotipo.

Quadro 3.22 Ensaios *in situ* necessários de acordo com as classes do Quadro 3.20 e do Quadro 3.21

Ensaio	Cenários	Observações
Indicar de Nível D'Água	E; P1, S1, S2, S3, B3, B4, B5	Pode-se optar entre qualquer um dos ensaios para se obter permeabilidade do maciço, porém todas as unidades devem ser devidamente ensaiadas.
Piezômetro	E, M4, M5, P1, S1, S2, S3, B1, B3, B4, B6, B7, B10, B11	
Ensaio de permeabilidade em solo	S1, S2, S3, B5	
Ensaio de Perda D'Água	M2, M3, M4, P1, B1, B6, B7, B8, B9, B11	
CPT ou Piezocone CPT_U	P1, S1, S2, S3, B2, B5	
DMT	P1, S1, S2, S3, B2, B5	
PMT	P1, S1, S2, S3, B2, B5	No caso de solos, pode-se optar entre CPT, DMT ou PMT, desde que todas as unidades a serem escavadas sejam ensaiadas.
Vane Test	B3, B5	
Borehole Deformation Gauge	M1, B8	
E: Emboques		

Fonte: Elaboração própria (2025)

3.5.4 Ensaios de laboratório

A lógica dos ensaios de laboratório é similar aos ensaios *in situ*. O Quadro 3.23 mostra os cenários onde os ensaios são obrigatórios, sendo opcionais nos demais casos. O mínimo de ensaios para caracterizar cada material a ser escavado é três. Por exemplo, para definir a resistência à compressão uniaxial de uma rocha granítica, é necessário obter pelo menos três resultados. Se os valores variam mais que 20 %, o mínimo passa a ser cinco ensaios por material.

Os ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento são obrigatórios e deverão ser elaborados sob condições de saturação, drenagem, tensões atuantes e velocidade de carregamento predeterminadas pela projetista para cada tipo de material. A escolha entre o ensaio de cisalhamento direto ou triaxial, e o uso entre CD, CU ou UU, está condicionada ao comportamento e ao tipo de solo na região do túnel, bem como de acordo com a experiência da equipe geotécnica responsável (ANTT, 2020).

Quadro 3.23 Ensaios de laboratório necessários de acordo com as classes do Quadro 3.20 e do Quadro 3.21

Ensaio	Cenários
Análise petrográfica	M2, M3, M5, M6, A2
Difratometria de raio X e microscopia eletrônica	M2, M5, M6
Limites de Atterberg	M5, P1, S1 a S4, A2
Caracterização petrográfica macroscópica	M2, M5, M6
Densidade aparente, porosidade aparente e absorção de água em rochas	M2, M5, M6
Ensaio de imersão em solução de etileno glicol	M2, M5, M6
Ensaio de durabilidade – *Slake Durability Test*	M2, M5, M6
Ensaio de carga puntiforme[a]	M1, M2, M3
Esclerômetro[a] (Martelo de Schmidt)	Opcional
Ensaio de compressão uniaxial em rochas	M1 a M6, P1
Ensaio de cisalhamento direto em rochas	Opcional
Ensaio de compressão diametral (*Brazilian Test*)	Opcional
Ensaio de compressão triaxial em rochas	Opcional
Ensaios de expansão axial	M2, M5, M6
Ensaio de abrasividade Cerchar	M1, M4
Ensaio de granulometria	P1, S1 a S4
Teor de umidade natural	P1, S1 a S4
Determinação da densidade real	P1, S1 a S4
Ensaio de compactação	Opcional no caso de solo
Ensaio de expansibilidade	Opcional no caso de solo
Ensaio de compressão triaxial (CD, CU ou UU do inglês – *Consolidated and Drained*, *Consolidated and Undrained* e *Unconsolidated and Undrained*)	P1, S1 a S4
Ensaio de cisalhamento direto	Opcional no caso de solo
Ensaio de adensamento, expansibilidade e colapsibilidade	Opcional no caso de solo
Compressão Uniaxial	Opcional no caso de solo
Conteúdo de quartzo equivalente	Opcional no caso de solo

[a] Pode ser realizado tanto em campo como em laboratório

Fonte: Elaboração própria (2025)

3.5.5 Investigações Hidrogeológicas

As investigações hidrogeológicas são cruciais para a compreensão do regime de água subterrânea e para subsidiar a construção do modelo hidrogeológico, conforme enfatizado pela ITA-AITES (2015). A quantidade e o tipo de investigações devem ser definidos com base na complexidade hidrogeológica do local, nos riscos potenciais de afluxo de água para o túnel e nos impactos ambientais. Recomenda-se a adoção de um programa faseado, ajustado progressivamente à medida que novas informações são obtidas, em consonância com as boas práticas propostas pelo FHWA (2002), que preconiza a execução de sondagens e ensaios em etapas sucessivas, ampliando a densidade investigativa em zonas críticas.

Quadro 3.24 Investigações hidrogeológicas mínimas (continua)

Investigações	Projeto básico	Projeto executivo
Piezômetro	Mínimo de 1 piezômetro a cada 200 - 500 metros de extensão do túnel, ou em cada zona geológica/hidrogeológica distinta, e em cada emboque. A profundidade deve abranger os principais aquíferos e zonas de interesse para o túnel. Em áreas de alta complexidade ou risco, a densidade deve ser maior (ex: 1 a cada 100 – 200 m).	Monitoramento contínuo dos piezômetros instalados, com a possibilidade de instalação de piezômetros adicionais em zonas de maior afluxo ou onde o modelo hidrogeológico necessite de refinamento. O monitoramento contínuo é uma prática recomendada pela ISRM (2007) para a validação de modelos e gestão de riscos.
Ensaios de Permeabilidade *in situ* (Lugeon, Lefranc, *Packer Tests)*	Realizar ensaios em todos os furos de sondagem que interceptem zonas permeáveis ou fraturadas, com frequência mínima de 1 ensaio a cada 5 -10 metros de profundidade em rocha e a cada camada de solo de interesse. O número de ensaios deve ser suficiente para caracterizar a variabilidade espacial da permeabilidade, conforme as diretrizes da ISRM (2007).	Ensaios adicionais podem ser necessários para refinar o modelo hidrogeológico em zonas específicas ou para verificar a eficácia de medidas de *grouting.*
Ensaios de Bombeamento (Testes de Aquífero)	Em aquíferos de maior porte ou onde o túnel possa ter um impacto significativo no lençol freático, realizar pelo menos 1-2 ensaios de bombeamento de longa duração para determinar a transmissividade e o coeficiente de armazenamento do aquífero. A localização deve ser estratégica para cobrir as zonas de maior influência do túnel, conforme as boas práticas de caracterização de sítios do FHWA (2002).	Em aquíferos de maior porte ou onde o túnel possa ter um impacto significativo no lençol freático, realizar pelo menos 1-2 ensaios de bombeamento de longa duração para determinar a transmissividade e o coeficiente de armazenamento do aquífero. A localização deve ser estratégica para cobrir as zonas de maior influência do túnel, conforme as boas práticas de caracterização de sítios do FHWA (2002).

Quadro 3.24 Investigações hidrogeológicas mínimas (continuação)

Investigações	Projeto básico	Projeto executivo
Análise da Qualidade da Água	Coleta de amostras de água subterrânea em pontos representativos (piezômetros, nascentes, poços existentes) para análise físico-química, visando identificar potenciais problemas de corrosão, incrustação ou impacto ambiental. Mínimo de 1 amostra por zona hidrogeológica distinta.	Monitoramento da qualidade da água em pontos críticos, especialmente se houver descarte de água de drenagem do túnel.
Levantamentos Geofísicos para Hidrogeologia	Os métodos geofísicos já mencionados em 3.1.3 (eletrorresistividade, GPR) devem ser direcionados também para a identificação de zonas saturadas, níveis freáticos, fraturas condutoras de água e contatos litológicos com diferentes propriedades hidráulicas. A interpretação desses dados deve ser integrada ao modelo hidrogeológico para refinar a compreensão do regime de fluxo subterrâneo, uma abordagem recomendada pelo ITA-AITES (2015).	
Nota: A instalação de instrumentação para monitoramento contínuo (piezômetros, medidores de vazão) é fundamental para validar e atualizar o modelo hidrogeológico e gerenciar riscos durante a construção, conforme as recomendações da ISRM (2007), FHWA (2002) e USACE (2001). A integração de dados de sondagens, ensaios de permeabilidade, pumping tests e geofísica calibrada é indispensável para o refinamento progressivo do modelo.		

Fonte: Adaptado de ITA-AITES (2015), FHWA (2002) e USACE (2001)

3.6 QUANTIDADES MÍNIMAS DE SONDAGENS TELEVISADAS

Para túneis escavados em rocha, devem ser previstos furos com televisamento óptico e/ou acústico, com o objetivo de aprimorar a caracterização das descontinuidades, fraturas e condições estruturais do maciço. As quantidades mínimas devem atender às seguintes diretrizes, tomando como base o número total de sondagens definido a partir do espaçamento mínimo apresentado a seguir:

I. **Fase de anteprojeto**: Mínimo de 20 % dos furos devem ser televisados, de acordo com a quantidade resultante calculada a partir da Tabela 3.5, de espaçamento mínimo, sendo que a quantidade não deve ser inferior a 1 sondagem televisada;

II. **Fase de projeto básico**: Mínimo de 40 % dos furos devem ser televisados, de acordo com a quantidade resultante calculada a partir da Tabela 3.5 de espaçamento mínimo, sendo que a quantidade não deve ser inferior a 2 sondagens televisadas;

III. **Fase de projeto executivo**: Mínimo de 10 % dos furos devem ser televisados, de acordo com a quantidade resultante calculada a partir da Tabela 3.5, de espaçamento mínimo, sendo que a quantidade não deve ser inferior a 1 sondagem televisada.

3.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em resumo, a Figura 3.7 apresenta o processo de evolução do modelo geológico e hidrogeológico, como parte do projeto básico e referência para definir os parâmetros de projetos, as condições previsíveis do maciço e riscos a serem considerados no projeto executivo e durante a construção do túnel.

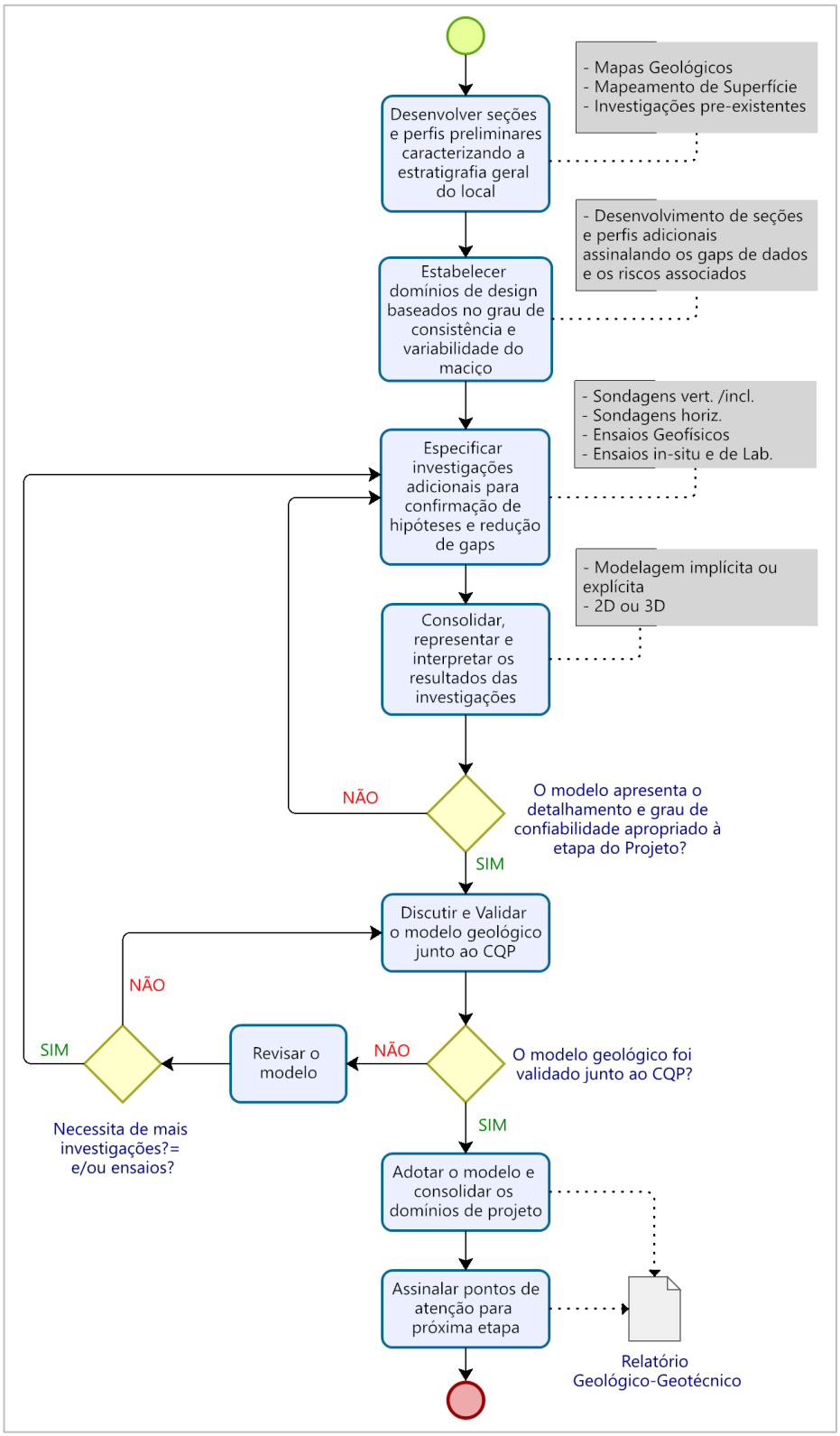


Figura 3.7 Fluxograma básico do processo de caracterização do maciço

Fonte: Adaptado do FHWA-NHI-16-072 (2017)

4 DIRETRIZES DE PROJETO

4.1 REQUISITOS GERAIS DE PROJETO

4.1.1 Aspectos gerais

Um projeto de túneis deve ser elaborado de forma racional a fim de que aspectos fundamentais da adequação funcional, estrutural e geotécnica não sejam ignorados, com consequente comprometimento da integridade do ativo. Desse modo, deve-se seguir o processo esquemático apresentado na Figura 4.1, cabendo ao responsável pelo projeto as adaptações necessárias a cada caso específico.

Para o desenvolvimento e validação do Modelo Geológico e Hidrogeológico do maciço no qual o túnel será escavado, bem como a definição dos parâmetros geotécnicos essenciais para cada situação passível de ser enfrentada pelo projeto, por etapa de desenvolvimento, consultar a seção 3 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS.

A partir dos dados de sondagens e ensaios de campo e laboratório obtidos nas diferentes etapas de investigação, o projeto deverá explicitar nos memoriais de cálculo os parâmetros geotécnicos de entrada que serão utilizados nos diversos modelos e cálculos do túnel, não apenas dos maciços de solo e de rocha intacta, mas também das descontinuidades presentes, discriminando quando aplicável, variações decorrentes de diferentes graus de alteração e fraturamento do maciço rochoso.

Poderão ser adotados parâmetros obtidos por projetos, obras ou estudos anteriores realizados na mesma localidade, para os mesmos materiais a serem escavados, desde que estes tenham sido determinados por sondagens e ensaios.

A utilização de ábacos e tabelas com soluções e espaçamentos típicos de soluções de suporte, em função de índices geomecânicos (RMR, Q etc.) poderá apenas ser realizada para fins de pré-dimensionamento do túnel (subseção 4.3.1). As soluções definitivas, a serem apresentadas a partir do projeto básico, deverão ser obtidas por simulações em modelos numéricos, utilizando métodos adequados para cada situação, como sugerido no Quadro 4.1. Metodologias de cálculo e verificação simplificadas deverão ser tecnicamente justificadas.

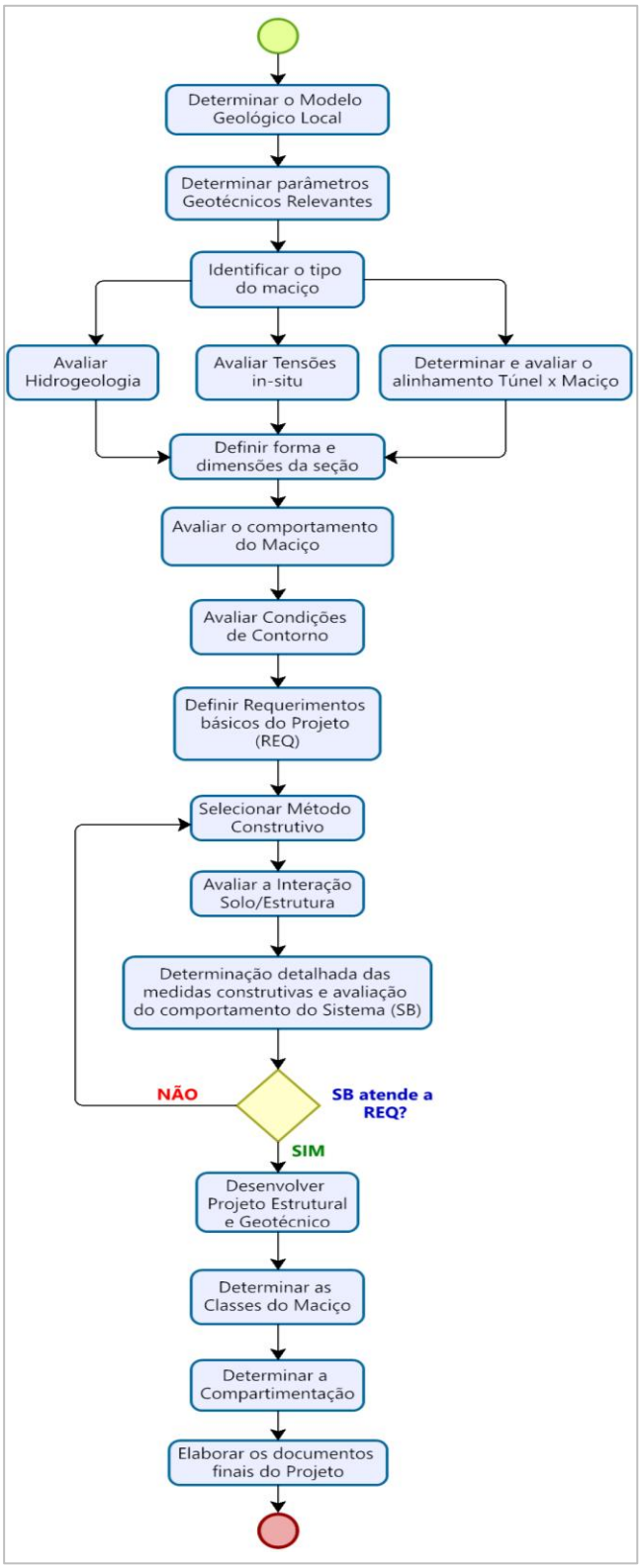


Figura 4.1 Processo geral para projeto de túneis

Fonte: Adaptado de OeGG (2010)

Quadro 4.1 Métodos numéricos sugeridos por situação

Meio	Deformações		Geometria	
	Pequenas	Grandes	Simples / regular	Complexa / cruzamentos
Contínuo	FEM / FDM / BEM		2D	3D
Descontínuo	FEM[a] / FDM[a] / DEM[b] / Equilíbrio de Blocos	DEM[b]		

Notas:

[a] Obrigatória a introdução de rede de descontinuidades (DFN) e ajustes dos parâmetros de resistência e deformabilidade em relação ao meio contínuo.

[b] Obrigatória a realização de ensaios para definição dos parâmetros das descontinuidades.

Fonte: Adaptado de FHWA-NHI-10-034 (2009)

Deverão ser definidos em projeto e explicitados nas pranchas de metodologia executiva os avanços máximos permitidos para a escavação do túnel, calota e rebaixo, por tipo de material, utilizando formulações para cálculo da estabilidade da frente de escavação para maciços em solo e uma ou mais classificações geomecânicas usuais (RMR e Q por exemplo), de modo que a partir do mapeamento de frente (incluindo teto e paredes laterais) realizado em obra pelo ATO, possa-se identificar qual é a especificação requerida.

Os avanços máximos deverão considerar os seguintes aspectos em função dos materiais:

A. Solos

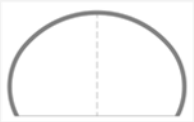
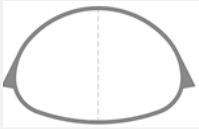
- Tempo de autossustentação (*stand-up time*).
- Capacidade da frente de escavação de sustentar a parcela dos carregamentos advinda do arqueamento longitudinal do solo, função do vão escavado.
- Capacidade do suporte recém-lançado, considerando espessuras e ganho de resistência e rigidez com o tempo, de resistir por sua vez à parcela dos carregamentos decorrentes do arqueamento longitudinal, igualmente função do vão escavado.
- Serem limitados a 1 m na calota, mesmo para condições aparentemente mais favoráveis.
- Em particular na escavação para execução do arco invertido (*invert*), ao remover parcialmente a fundação da casca, que o vão escavado permita a formação de biela que se apoie adequadamente à frente e atrás (impedir “rasteiras” no túnel).

B. Rocha

- Geometria espacial da intersecção das famílias de descontinuidades do maciço com a geometria da escavação, formando blocos-chave junto ao teto e laterais que não devem perder a totalidade de seu apoio até que as soluções de suporte sejam aplicadas.
- Heterogeneidade e variabilidade das propriedades geomecânicas do maciço ao longo do eixo, em particular em regiões de falhas.
- Necessidades de limitação da velocidade de alívio de tensões do maciço, como em casos de regiões sujeitas a tensões anômalas ou *rockburst*.
- Mesmas considerações dos túneis em solo em relação ao arco invertido (*invert*).

Para cada tipo de material escavado sugere-se as diretrizes contidas no Quadro 4.2, cabendo ao projetista a definição final do tipo e forma de seção para cada condição de maciço e tamanho da seção do túnel.

Quadro 4.2 Formas aceitáveis de túneis em função do tipo de maciço

Tipo de maciço	Classe de maciço[a]	Rmr[a]	Forma da seção [b]	Ilustração	Obs.
Rocha sã	Classes I-II-III-IV $_{sup}$	31-100	Qualquer s/invert		Ferradura
RAD/RAM	Classe IV $_{inf-v}$	21-30	Circularizada		Ferradura Ferradura c/ fundação
Solo	Classe v	< 20	Circularizada c/ fundação reforçada		Oval com arco invertido (*invert*) e sapatas

Notas:

[a] RMR: Rock Mass Rating (Classificação do maciço rochoso).

[b] A escolha do formato da seção depende de vários fatores como o tipo de escavação, método construtivo, uso previsto do túnel, entre outros.

Fonte: Adpatado de ITA-AITES – General Report on Conventional Tunneling Method (2009)

4.1.2 Escolha do tipo de suporte (revestimento) definitivo

A escolha do tipo de revestimento secundário/final de um túnel convencional (NATM/SEM) recai sobre uma análise de multicritérios, cujos pesos dos critérios podem variar de projeto para projeto, em função de suas necessidades, restrições e requisitos específicos.

Para auxiliar no processo de escolha, é apresentada uma sugestão de matriz multicritério (Quadro 4.3), não exaustiva. A determinação dos aspectos e de seus respectivos pesos (os valores aqui aplicados são a título de exemplo) é facultada à projetista em acordo com o contratante.

Quadro 4.3 Matriz multicritério para escolha do tipo de suporte secundário do túnel (continua)

Evento	Suporte final concreto		Peso de cada item (ª)	Observações
	Projetado	Moldado		
Definição geométrica	0	1	1	Moldado apresenta geometria final definida.
Sobresescavação	1	1	2	Ambos os casos apresentam riscos e podem exigir compensações.
Volume adicional	1	0	2	Diferença de espessura pode interferir no volume de concreto.
Acabamento	0	1	1	Moldado tem acabamento superficial melhor.
Durabilidade	0	1	2	Moldado mais homogêneo, melhor proteção da armadura.
Necessidade de forma	1	0	2	Concreto Projetado dispensa fôrmas.
Desempenho estrutural	1	1	5	Ambos atendem, quando projetados corretamente.
Estanqueidade	0	1	1	Moldado permite melhor controle.
Correção de pontos falhos	0	1	1	Projetado permite melhor correção de irregularidades.

Quadro 4.3 Matriz multicritério para escolha do tipo de suporte secundário do túnel (continuação)

Evento	Suporte final concreto		Peso de cada item [a]	Observações
	Projetado	Moldado		
Proteção contra incêndio	1	1	3	Ambos os sistemas podem ser projetados com resistência ao fogo.
Rapidez executiva	1	0	3	Projetado mais rápido de aplicar.
Custo	1	0	5	Projetado geralmente tem menor custo total.
Instalação de equipamentos	0	1	1	A regularidade geométrica e garantia de espessura do concreto moldado garantem maior padronização de procedimentos e soluções de fixação.
Ventilação	0	1	1	Menor perda de carga.
Luminosidade interna	0	0	1	Sem influência direta.
Limpeza e manutenção	0	1	1	Maior facilidade de limpeza ou pintura.
Segurança em rocha	1	1	3	Ambos os sistemas compatíveis com suporte de maciço.
Necessidade de homogeneização das seções	1	1	3	Ambos permitem regularização conforme necessidade.
Pontos de infiltração	0	1	1	Moldado permite maior controle sobre infiltrações.

[a]Os valores e os pesos poderão ser ajustados entre o cliente e o projetista, em função do contexto específico de cada projeto.

Fonte: Elaboração própria (2025)

4.1.3 Influência e mitigação de aspectos geológico-geotécnicos na escolha do traçado

A definição do traçado de túneis rodoviários e ferroviários é um processo iterativo e multidisciplinar em que as condicionantes geológico-geotécnicas, ambientais e sociais exercem papel central, influenciando diretamente a viabilidade técnica, o custo, o prazo, a segurança e a sustentabilidade do empreendimento.

Litologias contrastantes, descontinuidades, falhas, zonas de cisalhamento, carstificação, tensões *in situ*, recobrimentos, hidrogeologia (nível d'água e pressões), solos problemáticos, áreas ambientalmente e socialmente sensíveis, dentre outros aspectos, compõem um quadro de desafios e ameaças que deve ser minimizado por meio de uma estratégia robusta de reconhecimento, análise e escolha.

Com base nesse entendimento, a seleção do traçado deve buscar alinhamentos geológicos-geotécnicos, sociais e ambientais favoráveis, ajustando profundidade, orientação e posição de portais para evitar zonas desfavoráveis, reduzindo assim riscos ao empreendimento e seu entorno, como apresentado abaixo:

- Presença de falhas: deve-se evitar conceber alinhamentos do traçado de túneis paralelos ou subparalelos a falhas geológicas, identificadas previamente nas etapas de investigação de escritório e de campo. Caso seja inevitável esta condição, deverão ser previstas medidas mitigatórias (estruturais e construtivas) para combater eventuais prejuízos na capacidade de arqueamento do maciço.
- Coberturas verticais: na definição da elevação do greide da pista, deve-se avaliar quais serão as coberturas de solo e/ou rocha resultantes sobre a geratriz superior do túnel a ser escavado. Idealmente, deve-se garantir uma cobertura que não incorra em túneis de baixa cobertura. Caso seja inevitável, as medidas e considerações contidas na subseção 3.1 deverão ser observadas.
- Coberturas laterais: de forma similar às coberturas verticais, deve-se evitar alinhamentos que propiciem baixas coberturas laterais, sob risco de haver baixo confinamento geotécnico do suporte do túnel ou tendência a distorções da casca por assimetrias transversais do maciço em relação à escavação. Caso seja inevitável, deverão ser realizados estudos específicos e adotadas medidas mitigatórias estruturais e/ou geotécnicas, caso necessário.
- Zonas de transição: atenção especial deve ser dada às seções de transição solo/rocha ou rocha/rocha, no tocante à:

- Presença em geral mais intensa de água, requerendo reforço dos dispositivos de drenagem para controle de NA e/ou injeções de contato, assim como para a impermeabilização ou drenagem do revestimento do túnel, minimizando prejuízos em termos funcionais e de durabilidade.
- Os diferentes comportamentos em termos de concentração de tensões, resistência, deformabilidade e mecanismos de ruptura dos materiais a serem escavados e estabilizados, sob os pontos de vista construtivo e estrutural.
- Evitar, sempre que possível, alinhamentos verticais que propiciem um desenvolvimento do teto do túnel de forma paralela ao contato solo/rocha por extensões superiores a 1,5 x o diâmetro do túnel. Caso seja inevitável esta condição, medidas especiais deverão ser adotadas de modo a garantir a estabilidade do teto (ex. utilização de machavantes, enfilagens em rocha, redução do passo de avanço etc.).

4.1.4 Posição e concepção dos emboques

A escolha da posição dos emboques é decisiva pois concentra a transição mais crítica entre o maciço natural e a estrutura do túnel, onde solos alterados, colúvios, lençol freático, taludes íngremes e potencial de queda de blocos de rocha podem elevar riscos, custos e prazos.

Um bom posicionamento otimiza volumes de escavação a céu aberto, alturas de corte/aterro e busca rapidamente um recobrimento em material competente (diminuindo a necessidade de soluções onerosas de suporte/revestimento por grandes extensões e o risco de infiltrações). Emboques de túneis devem ser concebidos de forma a equilibrar quatro aspectos-chave fundamentais:

- Maximização de condições geotécnicas e geológicas favoráveis para a escavação do túnel, como:
  - Cobrimentos iniciais adequados, preferencialmente em rocha sã;
  - Maximização de fundação da calota em maciço rochoso são;
  - Redução de condições de transição geotécnica persistentes na seção de escavação, em particular próximas à geratriz superior do túnel;
  - Presença de materiais de baixa competência geotécnica/geomecânica, como solos moles, material de tálus, rochas alteradas, presença de matacões etc.

- Minimização de escavações a céu aberto que demandem contenções de grande altura, complexidade construtiva e/ou riscos geotécnicos associados elevados.
- Minimização de interferências com ativos e comunidades presentes junto à superfície.
- Minimização da necessidade de supressão vegetal (impactos ambientais).

Deve-se evitar o posicionamento de emboques em regiões problemáticas, como:

- Locais com graves problemas de estabilidade e segurança geotécnica, passíveis de escorregamentos, rastejo, movimentos de massa, fluxo de detritos, quedas de blocos, avalanches e áreas de deposição de tálus.
- Locais com condicionantes hidrológicos e hidrogeológicos sensíveis, como nascentes, corpos d'água, fundos de talvegues, bacias hidrográficas ou aquíferos.
- Presença de ativos e comunidades sensíveis ao processo de execução do túnel em termos de ruídos (conforto acústico), vibrações (frequências e velocidades de partícula) e/ou deformações (recalques absolutos e/ou diferenciais) junto à superfície.
- Presença de interferências enterradas de difícil remanejamento ou que apresentem elevado risco de ruptura em função de deformações em profundidade.

Em túneis paralelos dotados de sistema de ventilação mecânica, deve-se realizar análises computacionais tipo CFD a fim de verificar se pode ocorrer recirculação de gases e fumaça de incêndios de uma boca para a outra. Caso este fenômeno seja identificado, deve-se prover um afastamento físico entre os emboques por meio de barreiras do tipo alas, muros, aterros ou túneis falsos.

Os aspectos arquitetônicos dos portais devem ser observados com atenção, ou visando sua integração ambiental no meio circundante ou estabelecendo um marco de referência do túnel (arquitetura relevante).

Em termos gerais, o DNIT defende o conceito de menor intervenção possível a céu aberto, maximizando a estrutura subterrânea e minimizando riscos em estruturas em superfície.

4.1.5 Consideração de aspectos socioambientais no traçado

Existindo interferência com Comunidades, a escolha do traçado de túneis deve, sempre que possível, minimizar possíveis interações negativas entre edificações e moradias localizadas em superfície e/ou enterrados e as escavações, como:

- Ocorrência de subsidências/recalques absolutos e/ou diferenciais em superfície (fundações diretas etc.) ou em profundidade (fundações profundas, estruturas enterradas etc.), em função de alívios de tensão e deslocamentos induzidos pelo processo executivo.
- Vibrações induzidas por maquinários e/ou processos de desmonte a fogo que possam comprometer a integridade estrutural de edificações e/ou afetar condições operacionais destes.

Existindo tais condições, deve-se tomar as seguintes medidas preventivas e mitigatórias:

- Levantamento cadastral de todas as edificações localizadas dentro de uma zona de influência das escavações, a ser definida pelos responsáveis pelo projeto do túnel, incluindo tipologia, tipo de fundação, condições de durabilidade e estabilidade, quantidade de ocupantes e tipo de uso dos imóveis afetados.
- O projeto deve indicar quais são os limites aceitáveis de vibrações – frequências e Vpp (velocidade pico de partícula) admissíveis para a região que será escavada por método de perfuração e detonação (*Drill & blast*), em função das características das estruturas e ativos presentes junto à superfície ou enterrados, como subestações elétricas, edifícios residenciais, barragens e outros túneis. Deve-se consultar o documento ITA-AITES – *Practical approach for controlling blasting vibration and optimizing advance in tunnelling* – 2019, para orientações quanto aos valores limite de alguns tipos de estruturas, buscando, entretanto, dados ajustados aos ativos existentes.
- Realizar estudos analíticos e/ou computacionais a fim de serem avaliados estes fenômenos decorrentes do processo executivo, em superfície e/ou em profundidade quando/onde necessário.
- Caso os valores calculados superem os limites estabelecidos, devem ser concebidas e avaliadas medidas construtivas e/ou estruturais que promovam a redução de tais efeitos, até que os limites pré-estabelecidos sejam respeitados.

Em caso de ocorrência de aquíferos, poços e corpos hídricos, deve-se dispensar especial atenção à presença potencial de pontos de captação de água subterrânea nas imediações dos traçados avaliados. Havendo tais condições, o projetista deverá considerar a necessidade de especificar investigações comprobatórias e possíveis medidas para evitar fluxos descontrolados de água para o interior do túnel durante o processo construtivo e/ou o rebaixamento do nível d'água subterrânea que abastece comunidades locais. Nos casos de captação de água subterrânea, deve-se avaliar a vazão e a eventual necessidade de implantação de estações de tratamento de água.

Em zonas de presença de cavidades junto à superfície, essas podem apresentar especiais interesses de ordem ambiental e/ou arqueológica. Em regiões com potencial ou registro de tais estruturas naturais, a escolha do traçado deve avaliar os riscos de escavações provocarem danos a essas. Quando necessário, o projeto deverá incorporar medidas preventivas, construtivas e/ou estruturais, como:

- Afastamento ou aprofundamento do greide;
- Estudos para estabelecimento de parâmetros máximos admissíveis (deformações e vibrações);
- Planos de monitoramento e controle (deformações, vibrações);
- Redução de avanços de escavação;
- Aplicação antecipada do suporte definitivo;
- Tratamentos de consolidação;
- Outros.

4.1.6 Cadastro e remanejamento de interferências

Em projetos onde os túneis são inseridos em regiões já ocupadas com provável presença de redes de utilidades, operacionais ou não, em particular nas proximidades das regiões dos emboques, devem ser realizados em fase de anteprojeto os levantamentos e cadastros de interferências como (não exaustivo):

- Ruas, estradas, rodovias e ferrovias;
- Fundações superficiais e profundas;
- Elementos de estruturas de contenção (tirantes, pregagens etc.);
- Estruturas subterrâneas (outros túneis, estacionamentos subterrâneos, poços etc.);

- Sistemas adutores e galerias de drenagem;
- Tubulações de gás, óleo e demais produtos químicos;
- Minerodutos e rejeitodutos;
- Linhas de transmissão e distribuição, superficiais e enterradas;
- Linhas de dados e telefonia.

Quando forem identificados ativos que interferem com a implantação ou segurança das obras, ou que por sua vez, possam ser afetados por essas, o projeto deve desenvolver soluções de remanejamento dessas interferências, avaliando os riscos, viabilidades técnico-econômicas, e buscando minimizar quaisquer impactos sociais decorrentes do processo. Esses projetos de remanejamento podem ser de caráter provisório ou definitivo, cabendo em ambos os casos, o atendimento às capacidades operacionais originais dos sistemas remanejados.

A título de referência, podem ser considerados os valores para limites de distorções angulares apresentados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 Valores limite de referência para distorções angulares

Categoria de dano potencial	Distorção angular
Máquinas sensíveis a recalques	1/750
Estruturas com diagonais	1/600
Limite seguro para ausência de fissuras em edificações	1/500
Primeiras fissuras em paredes de painéis	1/300
Problemas em pontes rolantes	1/300
Inclinação visível de edifícios altos e rígidos	1/250
Fissuras consideráveis em paredes de painéis e alvenaria	1/150
Danos estruturais em edificações gerais	1/150
Limite seguro para paredes de alvenaria flexíveis	1/150

Fonte: Wahls (1981)

4.1.7 Controle e amenização de *overbreaks* (sobre-escavações)

Para escavações executadas por perfuração e detonação (*Drill & Blast)*, deve ser elaborado um plano de fogo específico para cada seção e litologia, fundamentado em parâmetros da rocha, com marcação topográfica da galeria, posicionamento e inclinação dos furos, razões

de carga, quantidade e tipo de explosivo por furo e tempos por espera definidos, com simulação em *softwares* específicos para temporização e energia, visando:

- A preservação da qualidade da rocha remanescente junto ao perímetro escavado.
- Redução de *overbreaks* e preservação da forma da seção e do suporte.
- Avanços compatíveis com os definidos em projeto.
- Controle de vibrações.
- Incremento da qualidade e segurança da obra.

O projeto deverá indicar, para cada seção tipo em maciço rochoso, a linha limite de "G", que define a linha de pagamento máxima por *overbreaks* de origem geológica (inevitável). Sobre-escavações além dessa linha, ou cuja origem for resultado de um controle ineficiente do processo de desmonte não serão remuneradas (Figura 4.2).

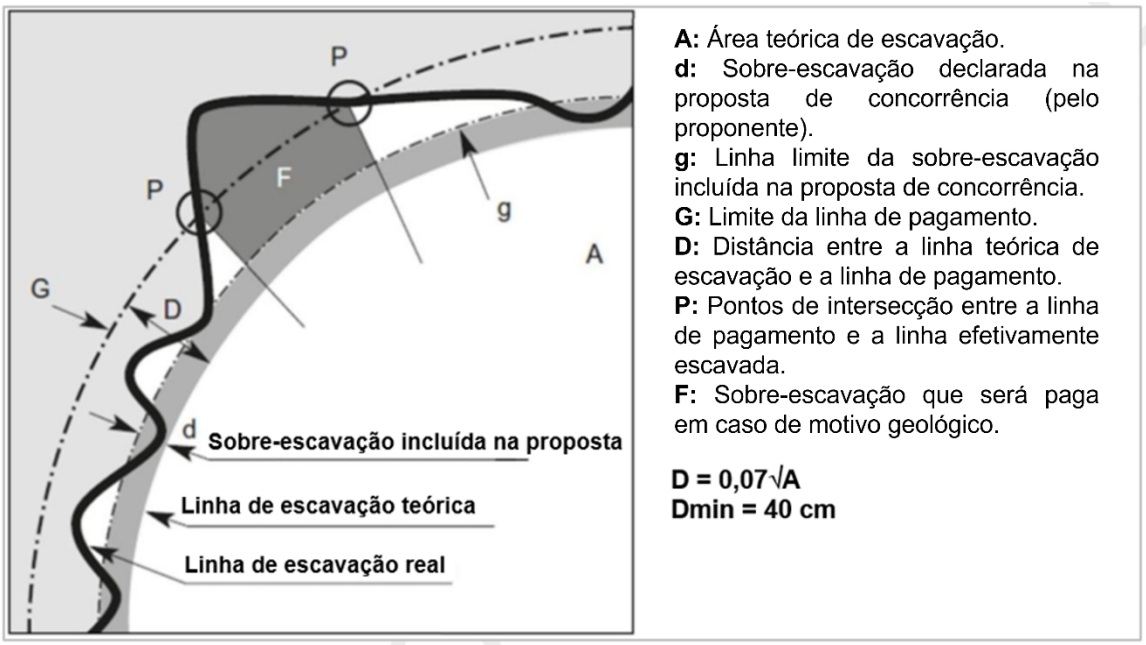


Figura 4.2 Definição de linha de pagamento de sobre-escavações

Fonte: Ramoni e Matter (2013)

O projeto deverá indicar os critérios de atenuação de desvios de forma decorrentes de *overbreaks* provocados ou geológicos que deverão ser empregados em obra, de modo a se corrigirem curvaturas negativas (convexas) do revestimento, para maciços de características geomecânicas iguais ou inferiores à Classe IV (Bieniawski), ou seus equivalentes por outras classificações, conforme ilustrado na Figura 4.3.

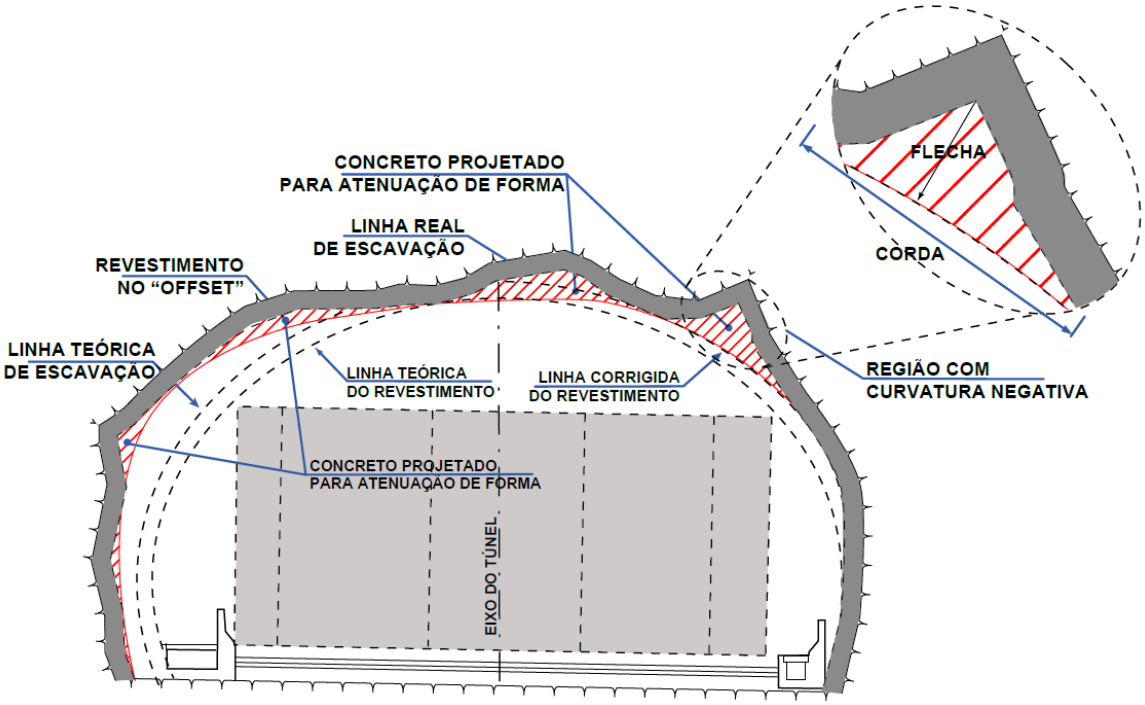


Figura 4.3 Atenuação de forma do revestimento (concavidade)

Fonte: Elaboração própria (2025)

Caso o projeto especifique suporte secundário/definitivo em concreto moldado *in loco*, os critérios de atenuação de irregularidades deverão também limitar variações bruscas na espessura do concreto moldado, sob risco de propiciar panoramas generalizados de fissuração por retração.

4.1.8 Ancoragens em túneis

Em túneis escavados em rocha, não se deve posicionar tirantes e chumbadores no interior de irregularidades do contorno escavado, de modo a evitar que o suporte fique sujeito a esforços de tração por blocos soltos, conforme ilustrado na Figura 4.4.

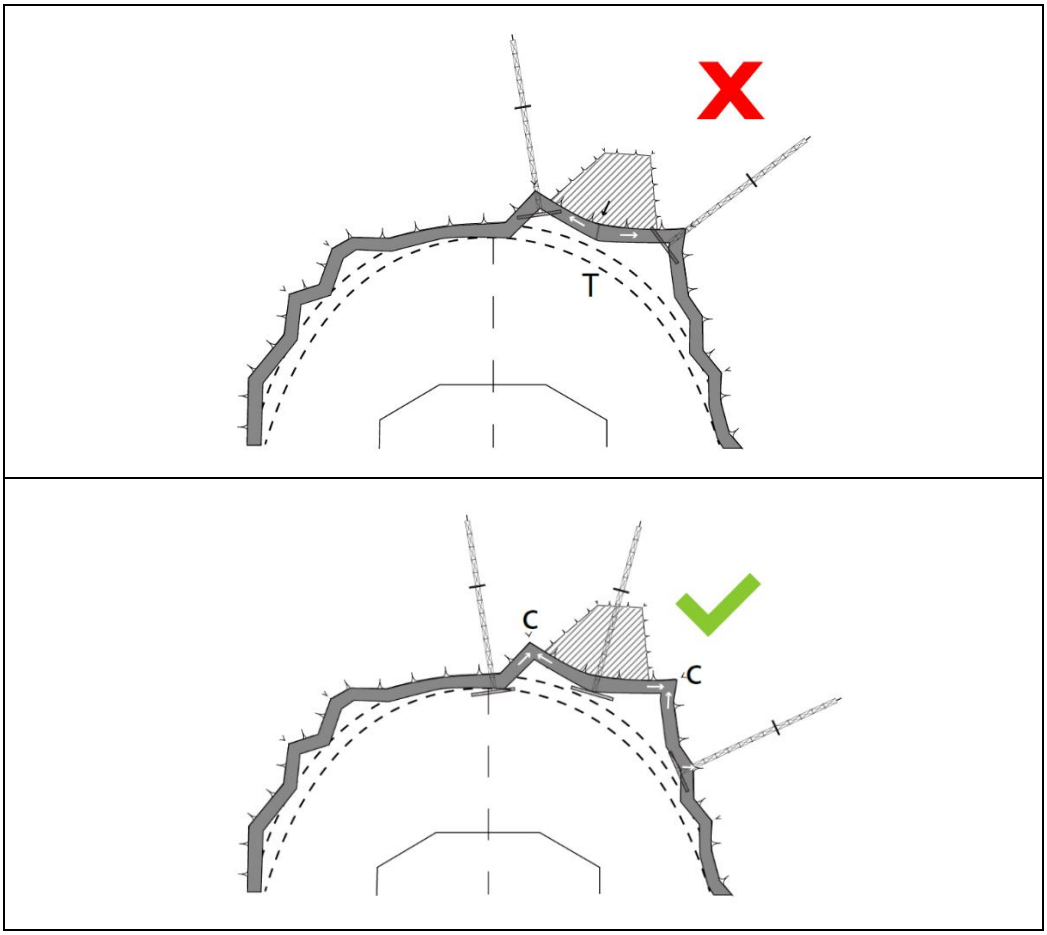


Figura 4.4 Posicionamento de ancoragens em túneis em rocha

Fonte: Elaboração própria (2025)

Não deverão ser utilizadas barras CA-50 rosqueadas como elementos de ancoragem, em função da perda da seção estrutural externa da barra de aço e favorecimento de processos corrosivos.

A furação para instalação dos elementos de ancoragem deve ser compatível com o diâmetro da barra e dos cartuchos de resina, garantindo adicionalmente com ensaios de arrancamento que os chumbadores e tirantes estão adequadamente ancorados no terreno.

Deverão ser especificadas em projeto as cargas de incorporação requeridas dos elementos ativos. Deverá ser igualmente especificada uma carga de incorporação mínima para os elementos passivos, compatível com a capacidade resistente admissível do sistema utilizado.

A Tabela 4.1 fornece uma série de barras comerciais usuais com seus respectivos parâmetros de carga e resistência (não exaustiva).

Tabela 4.1 Exemplos de tirantes/chumbadores para aplicação em túneis

Carga de trabalho (kN)	Características do aço (tirantes/chumbadores para túneis)								
	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Massa (kg/m)	Ruptura		Escoamento	
						Carga (kN)	Tensão (MPa)	Carga (kN)	Tensão (MPa)
60	Barra	SAS 500/550	16 mm	201	1,58	113	549	103	500
70	Barra	ROCSOLO 5/8"	5/8"	160,5	1,27	132	804	119	726
85	Barra	SAS 750/875	15 mm	189	1,48	169	873	145	755
90	Barra	THREADBOLT 6	19 mm	279	2,19	195	686	145	510
90	Barra	DYWIDAG ST85/105	15 mm	176	1,41	185	1 039	150	833
94	Barra	SAS 500/550	20 mm	314	2,47	176	549	160	500
96	Barra	SAS 900/1100	15 mm	177	1,44	199	1 097	162	901
102	Barra	SAS 670/800	18 mm	254	2,00	207	804	174	666
105	Barra	ROCSOLO 3/4"	3/4"	234,9	1,85	195	811	174	726
120	Barra	CA-5O	7/8"	388	2,98	213	548	194	500
120	Barra	THREADBOLT 7	22 mm	371	2,91	267	882	200	981
120	Barra	TOR 10B	24 mm	388	3,00	233	601	194	500
133	Barra	SAS 450/700	25 mm	491	3,85	351	683	225	479
137	Barra	SAS 950/1050	18 mm	241	1,96	258	1160	234	952
146	Barra	ROCSOLO 7/8"	7/8"	323,6	2,55	269	814	243	735
147	Barra	SAS 750/875	20 mm	326	2,56	291	873	249	755
148	Barra	SAS 650/800	22 mm	380	2,98	310	804	252	647

Fonte: Elaboração própria com base em informações técnicas disponíveis nos sites dos fabricantes (2025)

4.1.8.1 Proteção anticorrosiva de chumbadores e tirantes metálicos

Os chumbadores e tirantes metálicos empregados em túneis devem possuir proteção anticorrosiva compatível com a classe de agressividade do meio (Quadro 4.5) e com a condição de serviço do elemento, isto é, se temporário ou permanente.

A definição do sistema de proteção deve considerar as condições locais de rocha, água subterrânea, pH, resistividade do terreno, presença de sais, sulfetos, agentes industriais e eventual influência de correntes parasitas.

Para suportes temporários, a proteção anticorrosiva poderá ser dispensada apenas quando o ambiente for de baixa agressividade e a vida útil requerida estiver restrita ao período construtivo.

Quadro 4.5 Classe de agressividade para ancoragens metálicas em túneis

Classe de agressividade	pH típico	Resistividade do terreno (Ωm)	Água subterrânea	Ventilação	Características do meio	Interpretação prática
Baixa	5 a 8	> 70	Baixa ou bem drenada	Boa a muito boa	Predominância de areia e brita, poucos finos, baixa presença de sais/agentes agressivos.	Ambiente pouco agressivo; proteção anticorrosiva mínima pode ser suficiente para suportes temporários.
Moderada	5 a 8	10 a 70	Presença moderada	Regular a boa	Maior teor de silte e areia fina, possibilidade de umidade persistente e variação química local.	Exige proteção anticorrosiva definida em projeto, especialmente para elementos permanentes.
Alta	< 5 para aço nu ou > 8 para aço galvanizado	< 10	Alta ou com fluxo contínuo	Fraca a ruim	Presença de argilas, matéria orgânica, efluentes industriais, sais de degelo, sulfetos ou correntes parasitas.	Requer proteção robusta, redundante e rastreável; proteção simples não é recomendada.

Fonte: ITA-AITES (2023)

Para elementos permanentes, a proteção anticorrosiva é obrigatória e deverá ser especificada no projeto executivo, incluindo todo o sistema de ancoragem (barra, porcas, chapas, acoplamentos, cunhas, cabeças de ancoragem e demais acessórios metálicos).

Nesses casos, deverá ser adotado sistema de proteção capaz de assegurar a durabilidade requerida ao longo da vida útil de projeto.

- Em ambientes de baixa agressividade, admite-se, no mínimo, galvanização por imersão a quente dos componentes metálicos, com espessura compatível com a norma aplicável.
- Em ambientes de agressividade moderada, recomenda-se galvanização por imersão a quente associada a medidas complementares de proteção, como encapsulamento com graute ou revestimento adicional, conforme a exposição.
- Em ambientes de alta agressividade, deverão ser adotados sistemas mais robustos, como proteção anticorrosiva dupla, encapsulamento integral com graute, bainha corrugada grauteada de fábrica ou combinações equivalentes devidamente justificadas em projeto.

O encapsulamento por agente de ligação, quando utilizado, não deve ser tratado como solução isolada em ambientes severos, devendo ser garantida a continuidade da cobertura e a compatibilidade do sistema com as condições ambientais.

A simples presença de graute não substitui, por si só, a necessidade de proteção adicional quando a agressividade do meio assim exigir.

O projeto deverá indicar explicitamente:

- a classe de agressividade do trecho;
- a condição de serviço do elemento, temporária ou permanente;
- o tipo de proteção anticorrosiva adotado;
- a norma de referência aplicável;
- a espessura mínima de revestimento, quando pertinente;
- os requisitos de proteção para acessórios metálicos;
- os critérios de inspeção, rastreabilidade e aceitação em obra.

O Quadro 4.6 resume os condicionantes requeridos.

Quadro 4.6 Tratamentos mínimos necessários em função da classe de agressividade e vida útil esperada do sistema de ancoragem

Classe de agressividade	Suporte temporário	Suporte permanente	Proteção anticorrosiva recomendada	Observações de projeto
Baixa	Pode dispensar proteção, se a vida útil for restrita ao período construtivo.	Obrigatória	Galvanização por imersão a quente[a]; proteção mínima dos acessórios metálicos.	Aplicável apenas quando não houver água agressiva, sais relevantes ou correntes parasitas.
Moderada	Adotar proteção mínima compatível com a exposição prevista.	Obrigatória	Galvanização por imersão a quente[a] com complemento de encapsulamento, graute ou revestimento adicional.	Exigir rastreabilidade e verificação documental dos componentes metálicos.
Alta	Somente com proteção específica definida em projeto.	Obrigatória com sistema robusto	Proteção anticorrosiva dupla, encapsulamento integral, bainha corrugada grauteada de fábrica ou solução equivalente.	Deve cobrir tendão, porcas, chapas, acoplamentos e demais acessórios; avaliar água subterrânea, pH, sais e correntes parasitas.

[a] Especificação conforme ISO 1461.

Fonte: ITA-AITES (2023)

4.1.8.2 Controle de instalação e aceitação

O projeto deverá fazer constar a necessidade da verificação da proteção anticorrosiva e do desempenho da ancoragem, por meio de inspeção documental, controle de instalação e ensaios de aceitação em campo.

Durante a instalação, deverão ser monitorados e registrados, conforme o tipo de sistema:

- diâmetro e geometria do furo;
- limpeza do furo;
- torque de instalação ou de expansão, quando aplicável;
- pressão de expansão, quando aplicável;

- volume injetado de graute ou resina;
- tipo e quantidade de cartuchos, quando utilizados;
- relação água/cimento, quando aplicável;
- tempo de cura;
- temperatura ambiente, do furo e do material;
- identificação do lote dos materiais empregados;
- eventuais anomalias observadas durante a execução.

Para ancoragens mecânicas, deverá ser verificada a correta mobilização do sistema de expansão e o torque de aperto especificado.

Para sistemas grauteados ou resinado, deverá ser verificado o preenchimento adequado do furo, a cura do material e a compatibilidade entre diâmetro do furo, comprimento ancorado e volume de material empregado.

Em todos os casos, os procedimentos de instalação deverão seguir as recomendações do fabricante e as especificações de projeto.

Após a instalação, os elementos deverão ser submetidos a ensaios de arrancamento ou prova de carga, conforme definido em projeto. Para ancoragens de produção, o ensaio deverá ser não destrutivo, aplicado com carga de prova previamente estabelecida pelo projetista.

A carga de prova não deverá exceder 90 % da carga nominal de escoamento nem 80 % da carga nominal última do sistema, salvo critério mais restritivo definido em projeto.

Deverão ser testados ao menos 3 % dos tirantes instalados ou pelo menos três ensaios por sistema de reforço, realizados 24 horas após a injeção do graute, quando aplicável.

A aplicação da carga deverá ser axial, com incrementos controlados e registro da resposta carga x deslocamento. O ensaio deverá verificar:

- a capacidade de atingir a carga de prova;
- o deslocamento da cabeça da ancoragem;
- a estabilidade da resposta sob carga mantida;

- a ocorrência de escorregamento;
- a existência de perda de carga anormal;
- qualquer sinal de falha do tendão, da aderência ou da fixação.

Como critério geral de aceitação, a ancoragem será aprovada quando:

- a proteção anticorrosiva estiver conforme o especificado;
- os materiais apresentarem certificação e rastreabilidade;
- a instalação tiver sido executada conforme o procedimento aprovado;
- a carga de prova for atingida sem comportamento instável;
- os deslocamentos permanecerem dentro dos limites do projeto;
- não houver escorregamento progressivo ou falha prematura.

A ancoragem deverá ser rejeitada quando houver não conformidade da proteção anticorrosiva, falha de instalação, cura inadequada, incapacidade de atingir a carga de prova ou deslocamentos incompatíveis com o comportamento esperado.

As ancoragens que não passarem nos ensaios devem ser mapeadas, reinstaladas e testadas novamente. Os ensaios deverão ser expandidos para uma quantidade adicional de ancoragens igual à quantidade de falhas detectadas.

4.1.9 Monitoramento

Para todos os túneis deve ser elaborado um projeto de instrumentação, cujos dados devem ser devidamente analisados e interpretados, em relatórios de avaliação específicos, permitindo avaliar o comportamento do túnel ao longo das escavações.

O Projeto de Instrumentação deve definir valores de referência para todos os instrumentos, tais como limites de atenção, alerta e emergência, com base em resultados obtidos dos modelos computacionais, além de orientações quanto a possíveis comportamentos dos instrumentos associados a mecanismos de ruptura, como deficiências no arqueamento transversal (Figura 4.5) e no arqueamento longitudinal (Figura 4.6) do maciço.

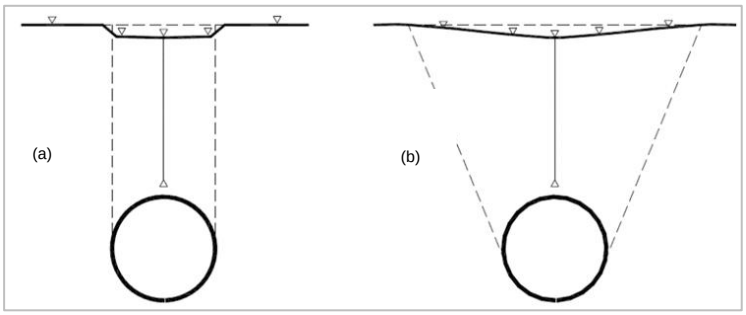


Figura 4.5 Indícios de arqueamento transversal deficiente (a) e adequado (b) do maciço

Fonte: Murakami (2001)

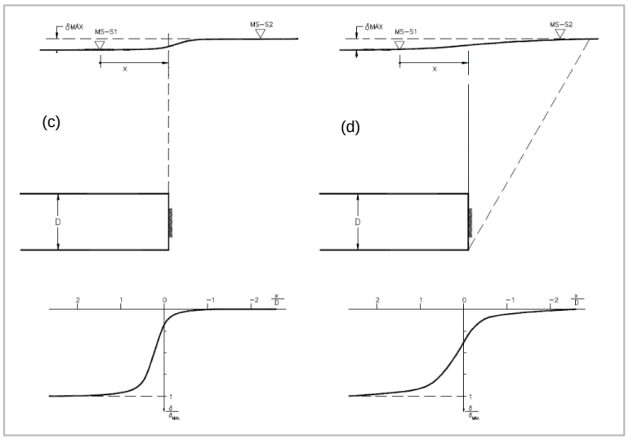


Figura 4.6 Indícios de arqueamento longitudinal deficiente (c) e adequado (d) do maciço

Fonte: Murakami (2001)

Valores de Referência dos Instrumentos são referências de deslocamentos e deformações previstas em projeto para situações esperadas, situações limite e situações de progressão para mecanismos de colapso mostrados na Figura 4.7, preferencialmente faseados por etapa construtiva. Definem-se os seguintes limites:

- **Limite de Atenção**: Magnitudes previstas para as condições médias ou normais de resistências e carregamentos determinadas em modelos computacionais. Em princípio indicam situações de normalidade para as hipóteses adotadas, porém, não dispensam de análise criteriosa do comportamento das escavações pela equipe ATO e pelo projetista.
- **Limite de Alerta:** Magnitudes para condições pessimistas de resistência e carregamentos, podendo contemplar de forma contingencial desvios do processo construtivo (como avanço duplo acidental ou demora no ganho de resistência do concreto projetado), demandando ações corretivas imediatas de forma conjunta por parte da equipe ATO, da projetista e da Construtora, em acordo com engenharia do cliente.

- **Limite de Emergência:** Magnitudes e/ou soma de comportamentos que indicam mecanismos de colapso em evolução, cujas deformações tendem para perda de estabilidade do revestimento e atingimento dos valores-limite de resistência do suporte. É gatilho para ativação de PAE (Planos de Ações Emergenciais) referente às atividades da obra com consequentes ações em comunidades e ativos previamente mapeados.

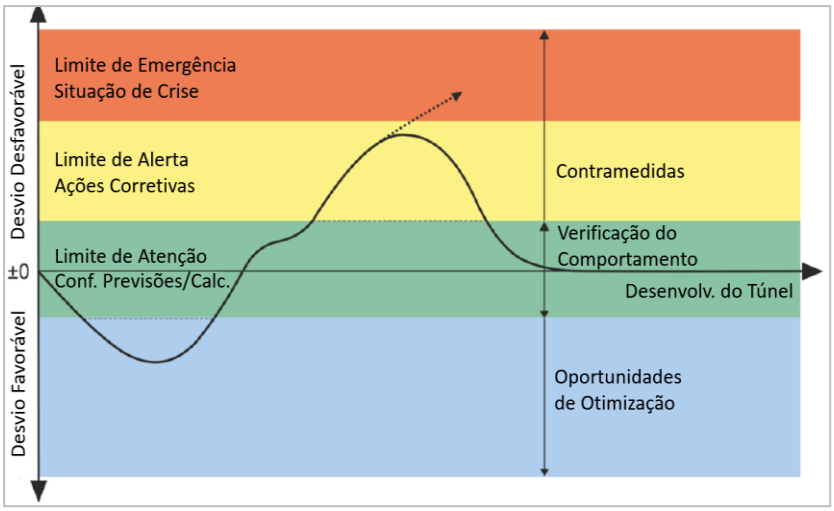


Figura 4.7 Valores de referência e respectivos limites de atenção, alerta e emergência

Fonte: OGG (2014)

A instrumentação deverá ser minimamente composta por:

- Para todos os túneis é obrigatória a realização de instrumentação interna com pinos de nivelamento (Ni) e cordas de convergência (Cij), em pelo menos três pontos da seção, ou qualquer outro método utilizando tecnologia similar ou superior.
- Para túneis com cobrimentos inferiores a 2,5 x o diâmetro do túnel e/ou; presença de ativos em superfície sensíveis a recalques absolutos e/ou diferenciais e/ou, com previsão de deficiências na capacidade de arqueamento do solo, deverão ser empregadas seções completas de instrumentação, com monitoramento adicional dos deslocamentos em superfície por Marcos Superficiais (MSn) e Pinos de Recalque[2] (PRn), por exemplo, e em profundidade com a utilização de Tassômetros (TSn), conforme ilustrado na Figura 4.8.

[2] Para cada estrutura/ativo presente em superfície ou enterrada, deverá ser elaborado um projeto específico de instrumentação, contemplando as características intrínsecas, condições atuais e limites admissíveis.

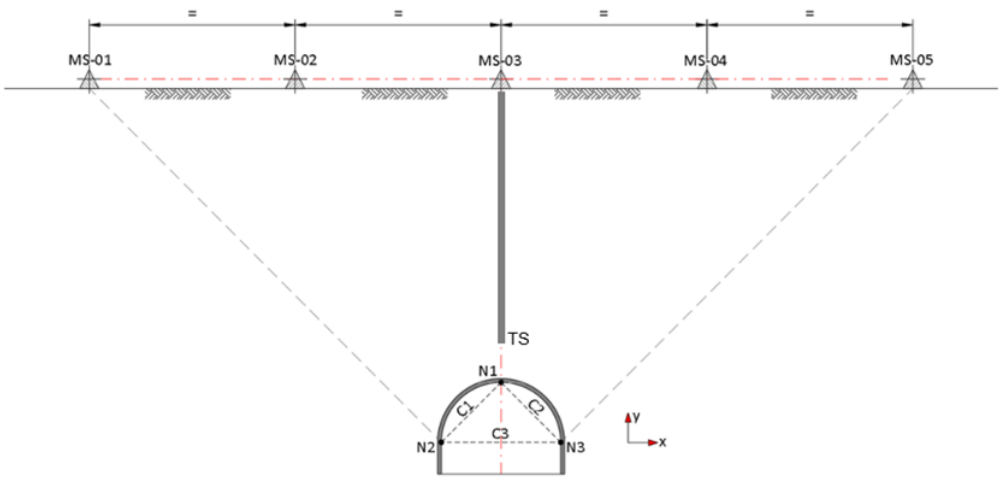


Figura 4.8 Seção completa (típica) de instrumentação

Fonte: Elaboração própria (2025)

Onde a estabilidade das escavações se mostrar sensível a possíveis variações do NA, conforme análises decorrentes de simulações computacionais, em que tenha sido especificado sistema de controle do lençol freático, torna-se obrigatória a adoção de dispositivos de monitoramento como Piezômetros (PZn) e Indicadores de Nível d'Água (INn).

Em túneis onde estão previstas assimetrias sensíveis do maciço em termos de carregamento e deformabilidade, as leituras de instrumentação interna dos túneis devem também monitorar os deslocamentos absolutos, verticais e horizontais, de pelo menos três pontos da seção, além da medição das variações das cordas (convergências e divergências), conforme Figura 4.9.

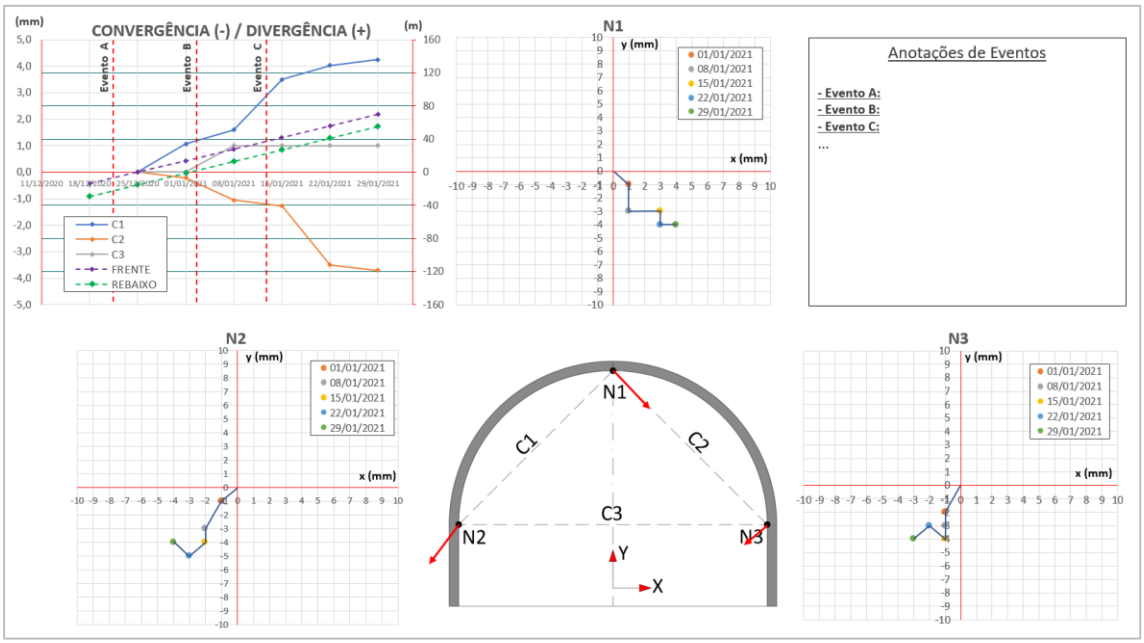


Figura 4.9 Modelo de representação de leituras de instrumentação com medição dos vetores de deslocamento (recalques absolutos, relativos e convergências/divergências)

Fonte: Elaboração própria (2025)

Os boletins de leitura de instrumentação devem ser apresentados em arquivos digitais brutos editáveis e em forma de gráficos claros que facilitem a visualização dos deslocamentos, permitindo assim uma rápida análise e tomada de decisão por parte do ATO e responsáveis pelo projeto. Cada seção especificada deverá ser ilustrada por gráfico de avanço longitudinal e por gráfico de deslocamentos transversais (Figura 4.10 e Figura 4.11 - Representação de Instrumentações), que contenham as seguintes informações mínimas:

- Recalques: Apresentados em escala compatível com as magnitudes esperadas e com a precisão do equipamento. Convenciona-se “+” para baixo e “–” para cima.
- Avanços de Frente e Rebaixo / Arco Invertido (*Invert*): Distâncias relativas à seção de controle da frente de escavação e do rebaixo, de modo a correlacionar o comportamento dos instrumentos com as perturbações no maciço.
- Eventos: Denominam-se “eventos” qualquer ocorrência no interior da seção escavada ou fora dela que possa afetar o maciço nas proximidades da seção de controle. São exemplos de eventos:
    - Execução de enfilagens, pregagens de frente, DHP, microestacas;
    - Execução de colunas de CCPh (Cement Churning Pile horizontal), colunas jet-grouting (pela superfície), pre-injection;

  - Avanços de escavação superior ao permitido em projeto;
  - Capelamentos, queda de blocos, desplacamentos;
  - Atrasos na instalação do revestimento ou elementos do suporte (tirantes, chumbadores).
- Execução de enfilagens, pregagens de frente, DHP, microestacas.
- Execução de colunas de CCPh (*Cement Churning Pile horizontal*), colunas *jet-grouting* (pela superfície), *pre-injection*.
- Avanços de escavação superior ao permitido em projeto.
- Capelamentos, queda de blocos, desplacamentos.
- Atrasos na instalação do revestimento ou elementos do suporte (tirantes, chumbadores).
- Tipo e numeração do elemento.
- Data da instalação.
- Coordenadas e cota *as-built* (altitude).
- Leituras datadas dos deslocamentos em coordenadas globais e coordenadas locais. As coordenadas locais devem ser ajustadas conforme orientação do gradiente da escavação no ponto de instalação (direção de maior declividade e direção normal a esta).
- Magnitude dos deslocamentos.
- Indicação em planta simplificada dos vetores de deslocamento, mostrando graficamente a direção do movimento.
- Valores de referência dos instrumentos determinados em projeto.

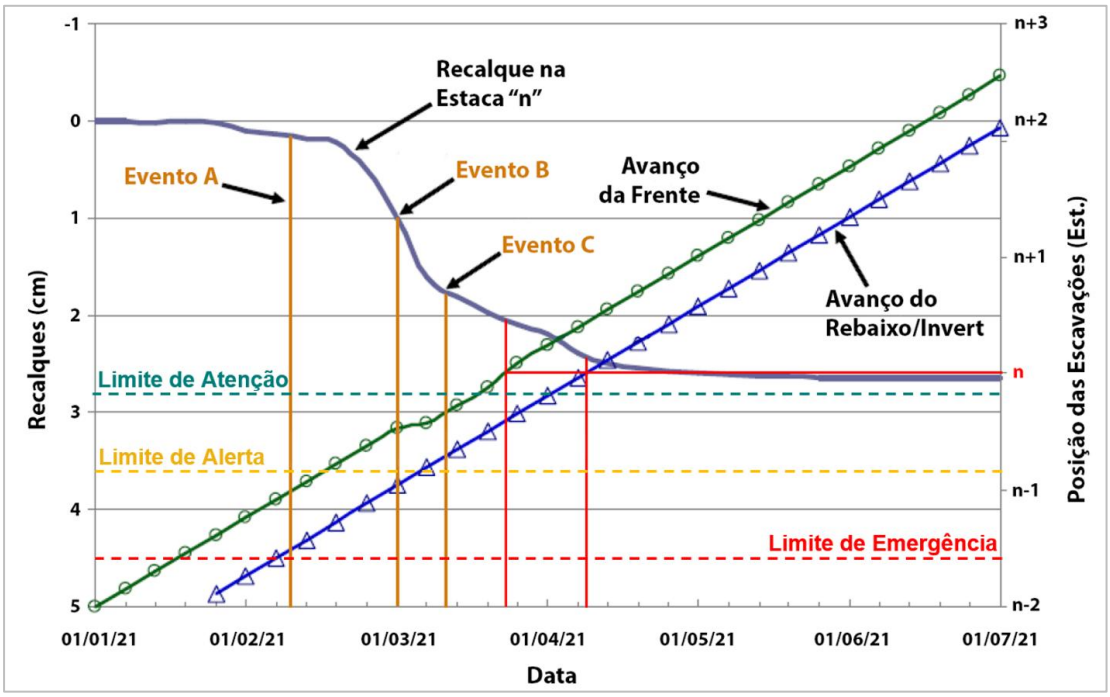


Figura 4.10 **Esquema típico para representação das instrumentações longitudinais**

Fonte: FHWA-NHI-10-034 (2009)

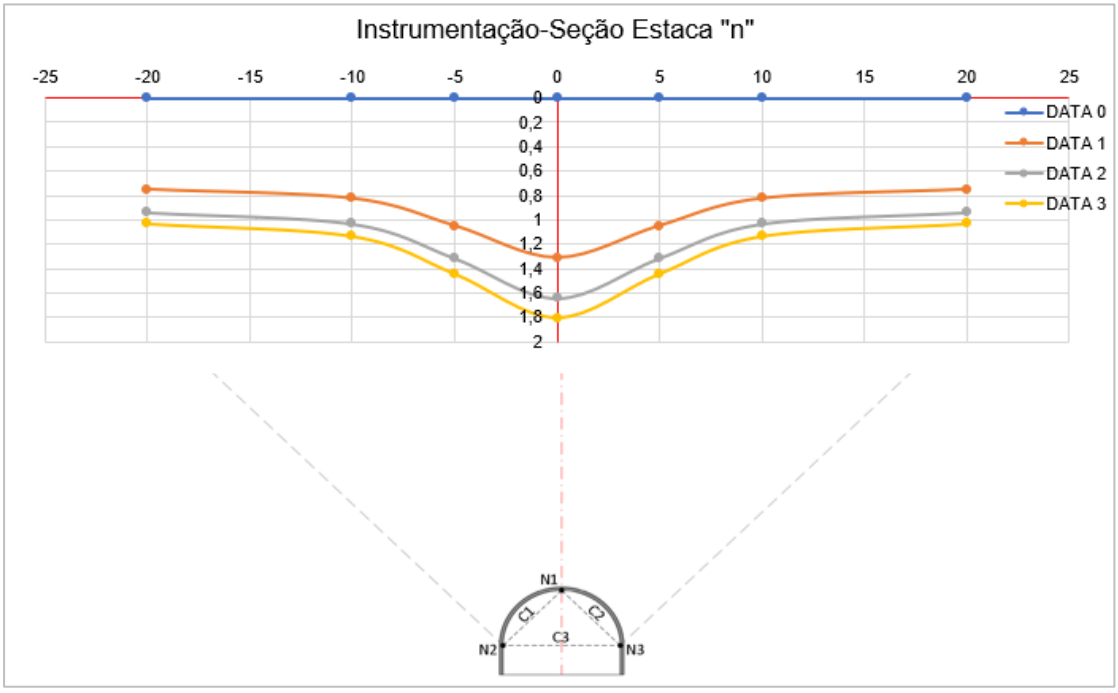


Figura 4.11 **Esquema típico para representação das instrumentações transversais**

Fonte: Elaboração própria (2025)

As campanhas de instrumentação devem se iniciar de forma antecipada à obra para aferição de estabilidade do maciço. A frequência de leituras deve ser pelo menos diária, migrando para regimes de menor frequência conforme indicado no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 Frequências recomendadas de leituras de monitoramento

Frequências recomendadas de leituras de monitoramento		
A partir de leituras estabilizadas[a] em	**Mudar para**	**Nova frequência**
5 Diárias	→	Leituras Semanais
4 Semanais	→	Leituras Mensais[b]
3 Mensais	→	Leituras Semestrais[b]

[a] Consideradas a partir de análise de tendência, após constatação de desaceleração das deformações, e velocidade média do período de controle não ultrapassando os valores-limite de recalque previstos em projeto por extrapolações para 10 dias adiante.

[b]Ocorrendo o término e comissionamento da obra, adequar para o plano de monitoramento para a etapa de O&M (Operação e Manutenção).

Fonte: Elaboração própria (2025)

O Quadro 4.8, o Quadro 4.9 e o Quadro 4.10 fornecem diretrizes recomendadas para a seleção e escolha de diferentes métodos e tecnologias de monitoramento, por objetivo e parâmetro de avaliação, segundo necessidades específicas de cada projeto.

Quadro 4.8 Problemas típicos e variáveis de interesse para monitoramento

Ameaça	Causa	Variáveis de monitoramento						
		Recalques superficiais	Ângulo de inclinação	Deslocamento do suporte / deformações / estado de utilização	Nível d'água / pressão	Deformações da face	Estrutura do maciço	Deslocamentos do maciço
Recalques superficiais inaceitáveis, deslocamentos de estruturas e utilidades	Adensamento	■	-	■	■	-	-	■
	Ruptura por cisalhamento do terreno	■	□	■	-	-	-	■
	Deformação excessiva da face	■	■	□	-	■	-	-
	Ruptura do arco invertido (*invert*)	-	-	-	-	-	-	-
	Dano e/ou falha do suporte	-	-	■	■	-	-	-
Destacamento de blocos induzido por descontinuidades	Orientação desfavorável da descontinuidade	-	-	□	-	-	-	-
Violação de gabarito e/ou falha do revestimento	Deformações excessivas	-	-	-	-	-	-	■
	Ruptura por cisalhamento ao longo de estruturas geológicas dominantes[a]	-	-	-	-	-	-	■
	Terreno expansivo	-	-	-	-	-	-	■

■ = muito relevante | □ = valor limitado | - = sem valor

[a] A ruptura por cisalhamento ao longo de estruturas geológicas dominantes também está associada à ocorrência de deformações excessivas. No entanto, deformações assimétricas ao longo dos planos de fraqueza sistemáticos influenciam predominantemente o comportamento do sistema.

Fonte: OGG (2014)

Quadro 4.9 Metodologias recomendadas para monitoramento de parâmetros de comportamento

	Monitoramento de deslocamento 3D absoluto	Monitoramento de deslocamento de face	Nivelamento	Extensômetro	Célula de carga	Medidor de inclinação	Sistema de nivelamento hidrostático	Inclinômetros de furo	Piezômetros	Medidor de nível de água	Medidores de deformação	Sonda de inversão	Bússola-clinômetro geológico	Mapeamento digital do terreno	Inspeção visual
Recalques superficiais	■	-	■	■	-	-	□	■	-	-	-	-	-	-	-
Deformação de estruturas e utilidades	■	-	■	■	-	■	□	■	-	-	-	-	-	-	-
Deslocamentos do revestimento	■	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Deformações do revestimento	■*	-	-	-	-	-	-	-	-	■	-	-	-	-	
Cargas de ancoragem	-	-	-	-	■	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Integridade do arco invertido (*invert*)	■	-	-	■	-	-	-	-	-	-	■	■	-	-	■
Nível da água	-	-	-	-	-	-	-	-	■	■	-	-	-	-	-
Pressão dos poros	-	-	-	-	-	-	-	-	■	-	-	-	-	-	-
Deslocamentos da face	-	■	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Estrutura do solo	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	■	■	■	
Deslocamentos do solo	-	-	-	■	-	-	-	■	-	-	-	-	-	-	-
Inspeção qualitativa da integridade do revestimento	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	■

Fonte: OGG (2014)

Quadro 4.10 Eficácia/Adequabilidade de métodos de monitoramento por objetivo

	Método de avaliação					
	Processo de estabilização	Previsão de deslocamentos	Distribuição de tensões longitudinal	Detecção de zonas fracas fora do perfil; cinemática	Previsão à frente da face	Estimativa da intensidade de tensão do revestimento
Tempo-deslocamento	■	■	-	□	-	■
Distância-deslocamento	■	■	-	□	-	■
Linhas de deflexão, tendências	□	-	■	□	□	-
Tendências de valores de deslocamento relativo	-	-	-	■	-	-
Vetores em seção transversal	-	-	-	■	-	■
Vetores em seção longitudinal	-	-	■	■	■	-
Orientação espacial do vetor	-	-	■	■	■	-
Gráfico de utilização do revestimento	-	-	-	□	-	■
Gráfico de assentamento superficial	□	-	□	□	□	-

Valor dos métodos de avaliação
■ = MUITO VALIOSO
□ = VALOR LIMITADO
- = SEM VALOR

Fonte: OGG (2014)

4.1.10 Drenagem e impermeabilização

4.1.10.1 Drenagem

Todo túnel deve dispor de um sistema de drenagem interna dimensionado para coletar e conduzir os seguintes tipos de contribuição, quando aplicáveis:

- Águas de infiltração provenientes do maciço.
- Águas de limpeza do túnel.
- Águas de ações de combate a incêndio.
- Vazamento e derramamento de líquidos perigosos/poluentes.
- Deve-se direcionar quaisquer fluxos de água para canaletas localizadas nas laterais do túnel, com dimensões compatíveis com as vazões de contribuição previamente determinadas em projeto.
- Na ausência de avaliações justificadas, sugere-se adotar um mínimo de 1 L/ (m² x mês).

Sistemas de drenagem compostos por revestimento do tipo geodreno ou com impermeabilização tipo guarda-chuva devem prever saídas por dutos laterais radiais, em ambos os lados da seção e abaixo do piso do túnel para condução das águas de infiltração (Figura 4.12), configuradas de modo permitir uma avaliação de flutuações de vazão e possíveis ocorrências de carreamento de finos por meio de caixas de inspeção protegidas contra entrada de fluídos provenientes de outras fontes.

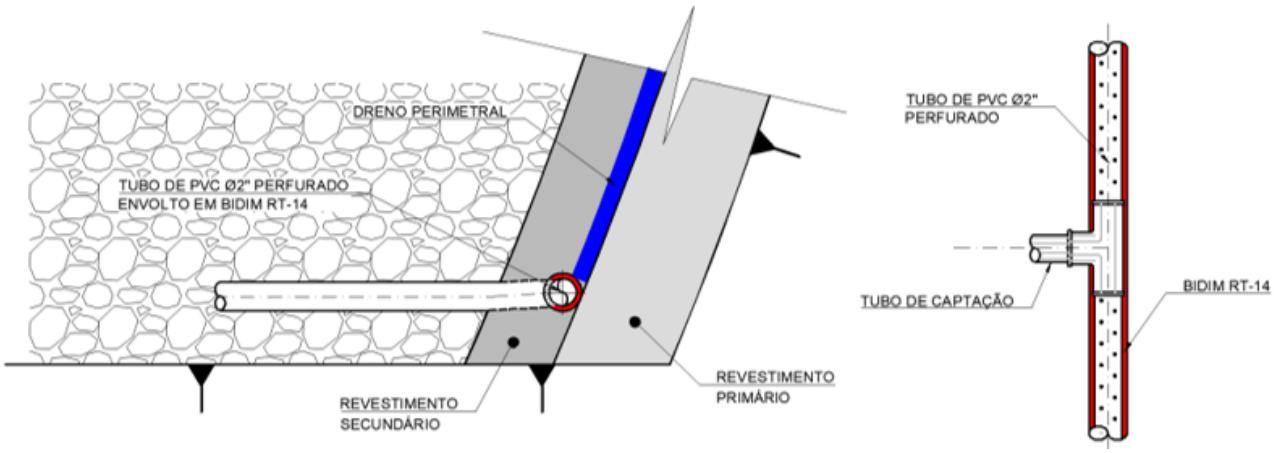


Figura 4.12 Condução das águas de infiltração junto ao fundo do túnel

Fonte: Ramoni e Matter (2013)

Todos os requisitos de drenagem são aplicáveis aos túneis auxiliares, devendo o sistema de drenagem deste ser interligado ao sistema do túnel principal, tomando precauções para que derramamentos de produtos perigosos não adentrem os túneis de ligação e de emergência em casos de sinistro.

Sistemas de drenagem que utilizam o túnel como caminho de passagem devem ser dimensionados para chuvas com período de retorno mínimo TR ≥ 50 anos que alimentam a área de contribuição da bacia hidrológica junto ao emboque específico.

Em locais sujeitos a baixas temperaturas (T ≤ 0 °C), devem ser previstas soluções mitigatórias contra efeitos de congelamento dos sistemas de drenagem, a partir dos emboques, até profundidades a serem determinadas por modelagens em *Computational Fluid Dynamics* (CFD). As tubulações sujeitas a baixas temperaturas não devem cruzar pavimentos rodoviários ou vias permanentes ferroviárias.

4.1.10.2 Impermeabilização

4.1.10.2.1 Classe de estanqueidade

O projetista, em conjunto com o cliente, deve definir a classe de estanqueidade do túnel em função de aspectos funcionais e de durabilidade, segundo classificação apresentada no Quadro 4.11, determinando o grau de impermeabilização necessário e qual tipo de solução deve ser adotada.

Quadro 4.11 Classes de estanqueidade do túnel

Classe	Descrição
1	Completamente seco. Não são permitidas manchas úmidas no lado seco da superfície da estrutura.
2	Seco a ligeiramente úmido. Algumas manchas úmidas são permitidas. Não é permitida a presença de água gotejante no lado seco da superfície da estrutura.
3	Úmido. Manchas úmidas limitadas localmente. Gotejamentos individuais são permitidos no lado seco da superfície da estrutura.
4	Úmido a molhado. Manchas úmidas e áreas com gotejamento são permitidas.

Fonte: SIA 197 (2004)

4.1.10.2.2 Especificação de materiais

Inicialmente, é indispensável a análise da composição química da água existente no maciço para a seleção dos materiais ideais para a impermeabilização, já que a combinação de algumas substâncias pode comprometer e danificar os componentes do sistema, assim como a camada de regularização do contorno de escavação. A composição química da água também pode afetar os materiais utilizados no sistema de suporte do túnel.

O projetista deve se atentar às seguintes especificações técnicas para os diferentes componentes de sistemas de drenagem e impermeabilização em túneis:

- Minicalhas de captação: Produzidas em materiais resistentes à aplicação do concreto projetado e de alta durabilidade.
- Mantas impermeabilizantes: Flexíveis, com emendas termoplásticas, fixadas mecanicamente e soldadas com ar quente para impermeabilização de estruturas de concreto. Devem ter elevada resistência ao envelhecimento; resistentes à penetração de raízes e micro-organismos; alta estabilidade dimensional e aprovadas para contato com água do subsolo local.
- Membranas projetáveis: geomembrana polimérica à base de EVA aplicada por aspersão (spray), entre o revestimento primário e secundário:
  - Espessura ≥ 3 mm;
  - Resistência à adesão sobre o suporte primário ≥ 1,0 MPa (28 dias). No mínimo um ensaio de arrancamento (*pull-off*) executados conforme BS EN 1542:1999 a cada 500 m² aplicados;
  - Dureza escleroscópica (shore A) maior que 50, conforme BS EN ISO 868:2003 – mínimo de três testes a cada 100 m² de geomembrana aplicada;
  - Permeabilidade: nula após 14 dias de teste sob pressão hidrostática – um ensaio a cada 1000 m² de geomembrana aplicada (mínimo).
- Calda de cimento: Relação em peso a/c = 0,6 aplicadas a pressões em torno de 2 Mpa.
- Pré-injeção: Microcimento (d95 ≤ 16 mm) com relação em peso a/c= 1:1, injetados a pressões de até 10 MPa.

Mantas, quando utilizadas, devem ser cortadas e ajustadas conforme a geometria do local e as peças unidas entre si para que seja constituída uma impermeabilização contínua dentro do túnel de acordo com a Figura 4.13.

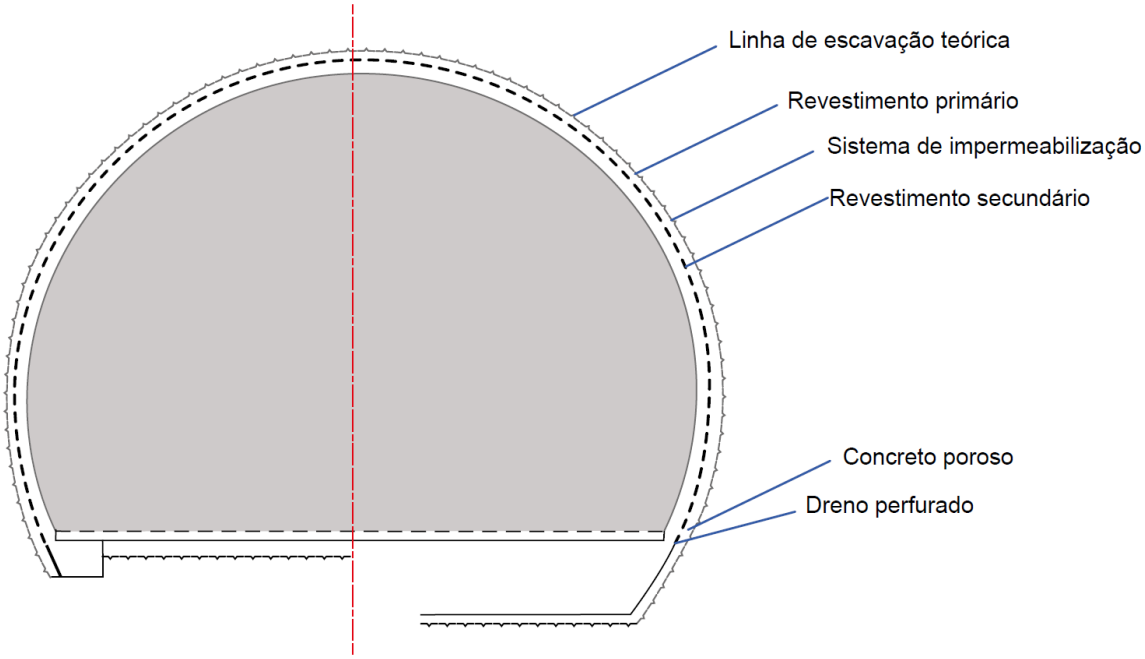


Figura 4.13 Sistema de impermeabilização para túneis escavados pelo método NATM

Fonte: FHWA-NHI-10-034 – Road Tunnel Manual (2009)

Toda manta impermeabilizante deve ser coberta por geotêxtil com características mecânicas adequadas e deve ser resistente a agentes químicos e biológicos. A camada de geotêxtil deve atuar como camada de proteção e camada de drenagem atrás da membrana.

4.1.10.2.3 Critérios de atenuação de forma

Quando especificada a utilização de mantas impermeabilizantes, o projeto deve apresentar critérios de atenuação da forma do contorno escavado para mitigar a presença de saliências angulosas ou pontas de elementos metálicos com características cortantes/perfurantes, por aplicação de camadas corretivas de concreto projetado e reforço mecânico da manta com utilização de geotêxtil em seu extradorso, conforme indicado na Figura 4.12.

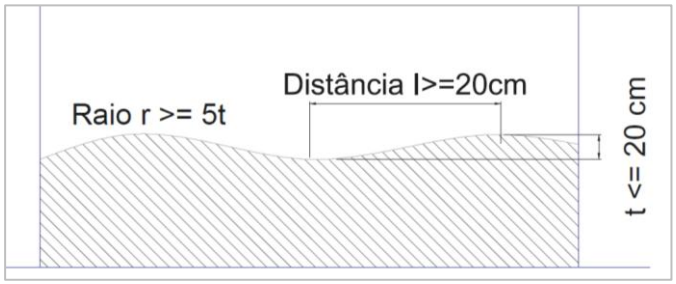


Figura 4.14 Critério de atenuação da superfície escavada para aplicação de membrana impermeável

Fonte: Ramoni e Matter (2013)

4.2 DIMENSIONAMENTO DE EMBOQUES

Emboques são áreas sensíveis e críticas de um projeto de túnel, devido à sua interface com a superfície, com presenças potenciais de:

- Materiais de características geomecânicas/geotécnicas menos favoráveis (função de intemperismos);
- Ativos, comunidades e interferências superficiais ou enterradas (função antrópica) ou;
- Fatores associados a riscos de ordem climática (inundações, escorregamentos de encostas, incêndios florestais etc.).

Desta forma, especial atenção deve ser direcionada às questões que garantam a estabilidade das escavações a céu aberto, preservando a integridade e segurança de usuários e do empreendimento.

4.2.1 Requisitos gerais

É permitido considerar Fatores de Segurança mínimos de 1,30 durante a etapa construtiva dos emboques (FS Provisório), de acordo com a ABNT NBR 11682/2009 – Estabilidade de Encostas (impacto médio em pessoas, e baixo em materiais).

As soluções de estabilização dos emboques deverão garantir um FS Definitivo mínimo de 1,50 (impacto alto em pessoas / alto em materiais), associado a uma probabilidade de falha Pf ≤ 1:100000.

Em emboques onde não for viável técnica ou economicamente garantir FS Definitivo mínimo de 1,50 e Pf ≤ 1:100000, deve-se prever a utilização de soluções mitigadoras como barreiras dinâmicas, túneis falsos – reaterrados ou não, em extensão necessária para garantir segurança aos usuários, ou outra solução que cumpra com a mesma finalidade.

As seções de análise de estabilidade deverão considerar toda a extensão a montante da encosta na modelagem, na presença de solos com as seguintes características (não exaustivo):

- solos puramente coesivos;
- material de tálus;
- materiais de aterro não controlado;
- presença de matéria orgânica, lixo etc.

Em maciços com notável capacidade de arqueamento de tensões, a seção da análise bidimensional de estabilidade (FS2D) poderá considerar efeitos de bordo e propor um fator de limitação da extensão em relação à largura da face considerada do emboque (região de instabilização – frontal ou laterais), desde que respaldado em argumentação técnica.

Pode-se utilizar análises tridimensionais (FS3D) de estabilidade das encostas junto aos emboques, desde que embasadas em dados topográficos, geológicos e geotécnicos com a abrangência necessária em relação aos resultados obtidos pelos programas de análise.

A partir da etapa de projeto básico, não são aceitos parâmetros de resistência e deformabilidade, estratigrafias e aspectos estruturais do maciço não baseados em campanhas de investigações direta e/ou indireta, e ensaios *in situ* e/ou de laboratório, em linha com o disposto na ABNT NBR 11682/2009, além de disposições deste manual.

Em soluções de estabilização dos emboques em cortinas atirantadas, podem ser empregadas em função do tempo de utilização, os seguintes tipos de elementos de ancoragem:

- Contenções Provisórias (Fase Construtiva): Tirantes de cordoalha ou tirantes de barra;
- Contenções Definitivas (Fase de Operação): Apenas tirantes de barra, em função da vulnerabilidade das cordoalhas face à corrosão.

Em contenções ou taludes juntos aos emboques, cuja estabilidade for sensivelmente dependente do desempenho de dispositivos de drenagem profunda como DHP e barbacãs, deve-se garantir um FS mínimo de 1,2 em caso de falha geral desses elementos, decorrente de eventuais falhas nos processos de manutenção desses dispositivos.

4.2.2 Soluções para estabilização e/ou mitigação de riscos

Os taludes de emboques de túneis concentram condições geotécnicas desafiadoras – transição solo-rocha, alívio de tensões, intemperismos acelerados e influência de água, que elevam a probabilidade de instabilidades e impactos ao cronograma, custo e segurança da obra.

Este capítulo apresenta soluções para estabilização e/ou mitigação de riscos alinhadas às diretrizes de projeto e execução estabelecidas pelas normas ABNT NBR 16920/2021, partes 1 e 2 para muros e taludes em solos reforçados em aterro e solo grampeado, respectivamente. Adota-se uma abordagem baseada em desempenho e risco, contemplando medidas temporárias e permanentes, ativas e passivas.

4.2.2.1 Retaludamento (solo e rocha)

O retaludamento (Figura 4.15) é a alteração da geometria do talude (corte ou aterro) para aumentar sua estabilidade. Consiste na redução da inclinação da encosta, criação de bermas (degraus) ou descarregamento na crista. É uma das soluções mais comuns e eficazes, aplicável tanto em solos quanto em maciços rochosos (ou mistos).

Como critérios de projeto, o objetivo é atingir um Fator de Segurança (FS) mínimo aceitável para os modos de ruptura potenciais, conforme normas e a criticidade do projeto (FS entre 1,3 e 1,5 para condições normais e 1,1 a 1,3 para condições sísmicas).

Para análise de estabilidade global utilizam-se os métodos de equilíbrio limite (LEM) ou análise de tensão-deformação (FEM/FDM) para verificar a estabilidade do talude com a nova geometria, tais como:

- Para taludes em solos: métodos de fatias (Bishop Simplificado, Spencer, Morgenstern-Price, Janbu) para superfícies de ruptura circulares e não circulares. Considera-se a análise para condições de curto prazo (tensões totais, não drenado) e longo prazo (tensões efetivas, drenado), e análises pseudo-estáticas para condições sísmicas.
- Para taludes em rochas: primeiramente, uma análise cinemática (projeções estereográficas) para identificar os modos de ruptura (planar, cunha, tombamento) com a nova geometria. Em seguida, métodos de equilíbrio limite específicos para rochas (ex. RocPlane, RocWedge, RocTopple) para calcular o FS desses modos.

Figura 4.15 Estabilização por retaludamento

Fonte: Carro Construcciones (2025)

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação Geotécnica Detalhada: Mapeamento geológico-geotécnico, sondagens, ensaios de laboratório (determinação de parâmetros de resistência do solo/rocha, identificação de descontinuidades, nível d'água etc.).

II. Análise da Condição Inicial: Avaliar a estabilidade do talude existente para identificar os modos de ruptura críticos e o FS atual.

III. Proposição de Novas Geometrias: Propor uma ou mais configurações de retaludamento (redução de inclinação, criação de bermas) com base nas características do material e nos modos de ruptura identificados.

IV. Modelagem e Análise:

- Solos: Utilizar softwares de Equilíbrio Limite (ex.: SLOPE/W, Slide2) ou MEF (ex: PLAXIS, SIGMA/W) para a nova geometria. Realizar análises para diferentes condições (seco, saturado, pseudo-estático).
- Rochas: Realizar nova análise cinemática e de equilíbrio limite para a nova geometria do talude e das descontinuidades, verificando o FS para os modos de ruptura rochosos mais críticos.

V. Verificação do Fator de Segurança: Assegurar que o FS obtido atenda aos requisitos mínimos para todas as condições analisadas.

VI. Otimização: Iterar o processo de proposição/análise para encontrar a solução mais segura e economicamente viável, considerando a viabilidade executiva.

4.2.2.2 Muros de arrimo (gravidade/flexão/gabião)

Estruturas projetadas para conter massas de solo ou rocha, criando uma barreira vertical ou subvertical onde um talude natural seria instável, muito inclinado ou demandaria muito espaço (Figura 4.16). São aplicáveis majoritariamente em solo, mas interagem com formações rochosas na fundação. Tais estruturas são:

- Muros de gravidade: baseiam sua estabilidade principalmente no peso próprio (ex.: muros de alvenaria de pedra, concreto ciclópico, gabiões).
- Muros de flexão (ou em balanço): muros de concreto armado esbeltos que resistem ao empuxo devido a sua rigidez estrutural.

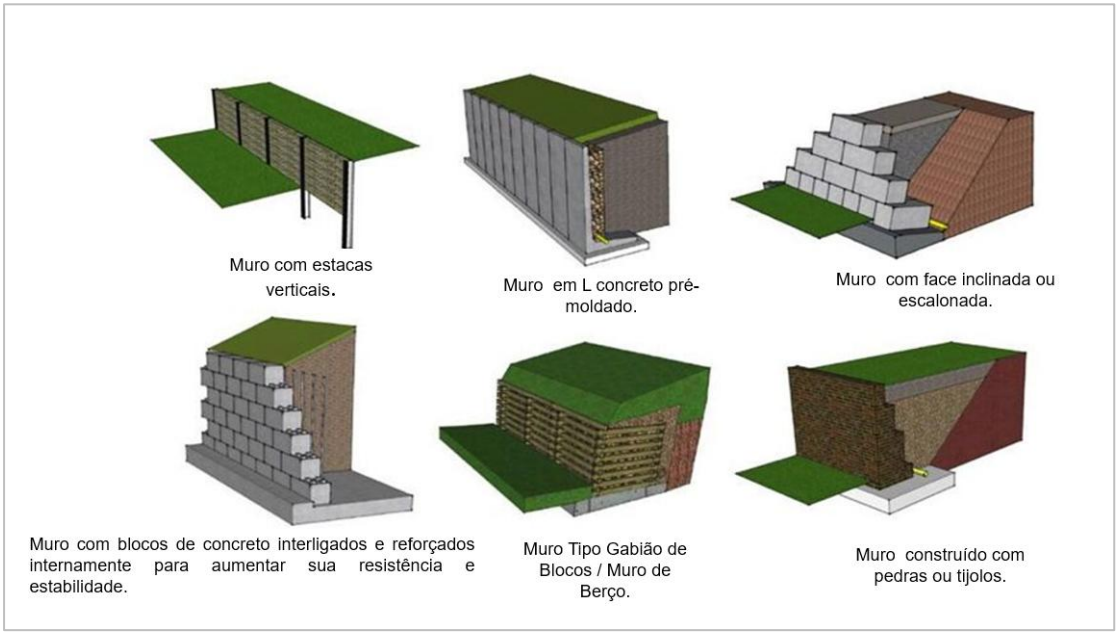


Figura 4.16 Exemplos de estabilização por muros de arrimo

Fonte: Tekniksipil.id (2025)

Como critérios de projeto, é importante avaliar a segurança contra tombamento, deslizamento, ruptura de base (capacidade de carga da fundação) e, para muros de flexão, verificações estruturais de resistência dos materiais. Além disso, estabilidade global do conjunto muro-solo. As principais verificações incluem:

- Cálculo dos empuxos de terra: cálculo das pressões laterais exercidas pelo solo. As teorias mais comuns são as de Rankine (para solos arenosos e muros verticais) e Coulomb (mais geral, considerando atrito solo-muro e inclinação do talude de aterro).

- Verificações de estabilidade externa:
  - Tombamento: relação entre momentos resistentes e momentos atuantes (FS geralmente > 1,5);
  - Deslizamento: relação entre forças resistentes horizontais (atrito na base) e forças atuantes horizontais (empuxo ativo), cujo Fator de Segurança (FS) deve ser geralmente > 1,5;
  - Capacidade de carga da fundação: comparação das tensões transmitidas pelo muro ao solo de fundação com a capacidade de carga admissível do solo (FS > 3,0 para carga última).
- Verificações de estabilidade interna (apenas para muros de flexão): dimensionamento do concreto armado (armaduras de flexão e cisalhamento) das lajes da base e do paramento vertical, conforme normas de estruturas de concreto.
- Análise de estabilidade global: verificação de que a construção do muro não induz rupturas circulares ou complexas que englobem o muro e o solo circundante.

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação geotécnica: obtenção de perfil geotécnico, parâmetros de resistência do solo (γ,c',ϕ'), nível d'água.

II. Cálculo dos empuxos: determinar a magnitude, direção e ponto de aplicação dos empuxos ativos e hidrostáticos sobre o muro. Considerar sobrecargas na superfície do aterro.

III. Pré-dimensionamento do muro: definir dimensões iniciais (largura da base, altura do paramento, espessura).

IV. Verificações de estabilidade externa: calcular os fatores de segurança ao tombamento e deslizamento, e verificar as tensões na base contra a capacidade de carga da fundação.

V. Verificação de estabilidade global: utilizar softwares de Equilíbrio Limite para verificar se uma superfície de ruptura crítica que engloba o muro e o solo tem um FS adequado.

VI. Dimensionamento estrutural (muros de flexão): calcular os esforços (momento fletor e força cortante) e dimensionar as armaduras de concreto armado conforme ABNT NBR 6118/2023.

VII. Otimização: ajustar as dimensões e o tipo do muro até que todas as verificações sejam satisfeitas com segurança e economia.

4.2.2.3 Solo grampeado (*soil nailing*)

Técnica de reforço e estabilização de taludes em aterro ou corte (Figura 4.17). Consiste na instalação de barras de aço (grampos) em furos perfurados no solo e preenchidos com calda de cimento. Uma face flexível (geralmente de concreto projetado) é construída sobre os grampos para transferir as forças do solo. É predominantemente aplicável em solos coesivos e saprólitos.

Figura 4.17 Estabilização por solo grampeado (*soil nailing*)

Fonte: Ciriades (2016)

Como critérios de projeto, é importante verificar a segurança contra as rupturas globais, interna (entre grampos) e externa (arrancamento do grampo do solo, punção na placa). Estas avaliações incluem:

- Análise de estabilidade global: utiliza métodos de equilíbrio limite (fatias), incorporando a contribuição dos grampos como forças de tração ou forças normais/tangenciais na superfície de ruptura.
- Análise de estabilidade interna: verificação da estabilidade dos blocos de solo entre os grampos. Análise de estabilidade externa dos componentes:
  - Resistência à tração do grampo: verificação do limite de escoamento do aço;
  - Resistência por atrito solo-cimento (arrancamento): capacidade da calda de cimento de mobilizar atrito com o solo ao longo do comprimento do grampo;
  - Capacidade de punção/arrancamento da placa de ancoragem: verificação da ruptura do concreto projetado na conexão com o grampo;

- Verificação da face de concreto projetado: flexão e cisalhamento da face (dimensionamento de espessura e armadura).

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação geotécnica: caracterização detalhada do solo (perfil, parâmetros de resistência, nível d'água, ensaios de campo como SPT/CPT).

II. Definição da geometria da escavação e grampos: posição, inclinação, comprimento e espaçamento dos grampos.

III. Cálculo da capacidade de arrancamento: estimativa da resistência ao arrancamento do grampo no solo (o ensaio de *pull-out* é essencial para verificação em campo).

IV. Análise de estabilidade global:
   - Utilizar *software* de Equilíbrio Limite (ex.: SLOPE/W, TALUS) com a incorporação das forças dos grampos (tipicamente como forças de reforço na interface solo--grampo);
   - Identificar a superfície de ruptura crítica e verificar o FS. Ajustar o comprimento e espaçamento dos grampos conforme necessário.

V. Análise de estabilidade interna: verificar a estabilidade dos blocos de solo entre os grampos.

VI. Dimensionamento dos componentes:
   - Dimensionamento da barra de aço à tração;
   - Verificação da interface grampo-solo (arrancamento);
   - Dimensionamento da face (espessura do concreto projetado, armadura).

VII. Considerações construtivas: Planejar a sequência de escavação em fases e instalação dos grampos.

4.2.2.4 Cortinas atirantadas

Estruturas de contenção que consistem em um elemento vertical rígido (parede diafragma, cortina de estacas justapostas/secantes, pranchas metálicas) que é ancorado ao solo ou rocha por meio de tirantes protendidos (Figura 4.18). São ideais para grandes escavações, onde muros de arrimo tradicionais seriam inviáveis. Aplicáveis em solos e massas rochosas.

Figura 4.18 Estabilização por cortinas atirantadas

Fonte: Ciriades (2018)

Como critérios de projeto, é importante avaliar a segurança contra tombamento, deslizamento, ruptura de base (para a cortina), estabilidade global do conjunto solo/cortina/tirantes, capacidade de carga dos tirantes (ruptura na haste, arrancamento no bulbo), e verificações estruturais da cortina (flexão, cisalhamento, esmagamento do concreto, punção junto à placa de ancoragem). Esta avaliação inclui:

- Cálculo dos empuxos de terra: Cálculo das pressões laterais sobre a cortina. A distribuição dos empuxos em cortinas atirantadas é complexa e pode ser calculada por métodos semiempíricos (ex.: método de Blum) ou por análise numérica (MEF/MDF).
- Dimensionamento da cortina: Análise estrutural da cortina. Cálculo de esforços (momento fletor, força cortante, punção) e dimensionamento do concreto armado ou elementos metálicos.
- Dimensionamento dos tirantes:
  - Comprimento do bulbo: definido pela capacidade de arrancamento no solo/rocha. O bulbo deve estar além da superfície de ruptura crítica;
  - Capacidade de carga última do tirante: menor valor entre a ruptura do aço (hastes, cordoalhas) e o arrancamento do bulbo;
  - Força de protensão: força aplicada para transferir tensões para a cortina, controlando deformações.
- Estabilidade global: análise de Equilíbrio Limite (fatias) ou MEF/MDF, considerando a cortina e os tirantes como elementos de reforço. Verificação de superfícies de ruptura profundas que contornam os tirantes.

- Verificação da cabeça do tirante: detalhamento da ancoragem do tirante à cortina.

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação geotécnica: caracterização detalhada do subsolo (parâmetros de resistência, nível d'água, potencial de fluência para tirantes).

II. Definição da geometria da contenção: altura da cortina, número de linhas de tirantes, inclinação, comprimentos livres e de bulbo dos tirantes.

III. Cálculo dos empuxos e distribuição de forças: estimar os empuxos atuantes na cortina. Definir a distribuição de tensões na cortina.

IV. Dimensionamento dos tirantes:
   - Estimativa da capacidade de arrancamento do bulbo (ensaios de protensão são essenciais para validação em campo);
   - Cálculo da força de protensão e dimensionamento da armadura do tirante.

V. Dimensionamento da cortina:
   - Análise estrutural da cortina como uma viga;
   - Dimensionamento das seções à flexão e cisalhamento conforme ABNT NBR 6118/2023;
   - Verificação da cortina à punção junto às placas de ancoragem, considerando, no entanto, a contribuição do solo/rocha no tardoz da cortina (difere do cálculo de punção em lajes de edifícios).

VI. Verificação de Estabilidade Global:
   - Utilizar softwares de Equilíbrio Limite ou MEF/MDF;
   - Modelar a cortina e os tirantes como reforços;
   - Verificar o FS para a ruptura que envolve a massa de solo e os tirantes.

VII. Detalhes construtivos: definir a sequência de escavação, execução dos tirantes, protensão e monitoramento.

4.2.2.5 Microestacas (ex. estacas raiz)

Elementos de fundação profunda de pequeno diâmetro (geralmente entre 100 e 300 mm), perfurados, armados e preenchidos com argamassa ou concreto (Figura 4.19). Podem ser utilizadas para reforço de fundações existentes, como elementos de contenção (paredes de estacas, cortinas de microestacas) ou como reforço de taludes (aumentando a

resistência ao cisalhamento do solo/rocha, agindo contra flexão e cisalhamento). Aplicáveis em solos de diversas consistências e em rochas. Estacas Raiz são um tipo específico de microestaca, caracterizadas por alta pressão de injeção.

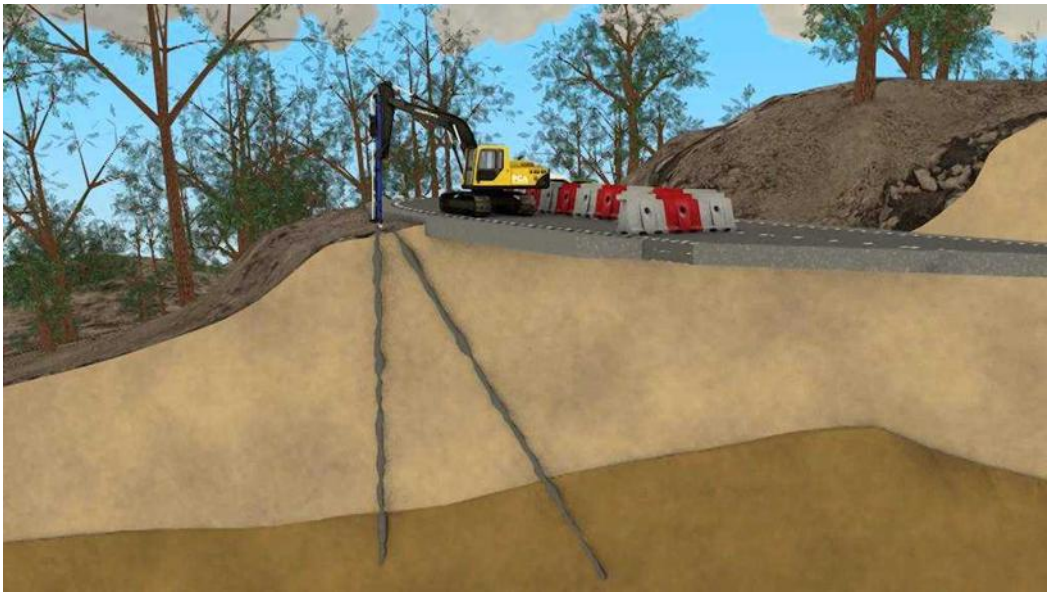


Figura 4.19 Estabilização por microestacas

Fonte: Enscon (2025)

Como critérios de projeto, é importante avaliar a capacidade de carga axial (compressão/tração), capacidade de carga lateral, interação com a massa de solo/rocha para estabilidade global e deformações. Estas avaliações incluem:

- Capacidade de carga axial:
  - Atrito lateral: Estimado por métodos semiempíricos baseados em SPT/CPT ou propriedades do solo/rocha (ex.: método de Aoki & Velloso ou correlações específicas para microestacas/estacas raiz);
  - Resistência de ponta: Para microestacas, a contribuição da ponta é geralmente menor que o atrito lateral, mas deve ser considerada.
- Elementos de reforço na análise de Equilíbrio Limite ou MEF/MDF, podem adicionar resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura, resistir a momentos fletores ou atuar como forças de tração/compressão.
- Dimensionamento estrutural: Dimensionamento da armadura (barras ou tubos metálicos) e da seção de argamassa/concreto à compressão, tração, flexão e cisalhamento.

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação geotécnica: caracterização detalhada do solo/rocha, nível d'água.

II. Definição da função da microestaca: elemento de contenção ou estabilização de talude.

III. Pré-dimensionamento: definir diâmetro, comprimento e espaçamento das microestacas.

IV. Cálculo da capacidade de carga (axial e/ou lateral):
   - Utilizar métodos semi-empíricos ou analíticos;
   - Considerar a necessidade de provas de carga para validação da capacidade em campo.

V. Análise de estabilidade global:
   - Modelar as microestacas em software de Equilíbrio Limite ou MEF/MDF;
   - Verificar o aumento do FS do talude e a distribuição de esforços nas microestacas.

VI. Dimensionamento estrutural:
   - Cálculo das tensões na armadura e na argamassa/concreto;
   - Dimensionamento das armaduras para resistir aos esforços previstos (compressão, tração, flexão, cisalhamento).

VII. Considerações construtivas: seleção do método de perfuração e injeção, controle de qualidade (verificação de volume de calda, integridade).

4.2.2.6 Chumbadores (passivos) ou tirantes (ativos) em rocha (*rock bolts/rock anchors*)

Elementos de reforço instalados em furos perfurados na massa rochosa, preenchidos com calda de cimento ou resina, ou mecânicos (Figura 4.20). Podem ser passivos (ativados pela deformação do maciço) ou protendidos (ativados no momento da instalação). São aplicáveis exclusivamente em rochas para estabilização de blocos instáveis, cunhas, lajes e massas rochosas. Aumentam a resistência ao cisalhamento nas descontinuidades por meio de um confinamento normal ou fornecem resistência à tração.

Figura 4.20 Estabilização de blocos de rocha

Fonte: CAN Geotechnical (2025)

Como critérios de projeto, é importante avaliar a estabilidade dos blocos/cunhas contra modos de ruptura rochosos, capacidade de carga dos chumbadores (arrancamento na interface rocha-calda, na interface barra-calda, ou ruptura na haste do chumbador). Estas avaliações incluem:

- Análise cinemática (projeção estereográfica): identificação dos modos de ruptura (planar, cunha, tombamento) e otimização da orientação dos tirantes/chumbadores para interceptar e reforçar as descontinuidades críticas.
- Cálculo de estabilidade de blocos/cunhas: métodos de equilíbrio limite para rocha (ex.: RocPlane, RocWedge) com a inclusão das forças dos tirantes/chumbadores. A força do tirante/chumbador é resolvida em componentes normal e tangencial à superfície de falha. Aumenta-se o FS ao adicionar uma componente normal à descontinuidade, elevando a resistência ao atrito.
- Capacidade de carga do tirante/chumbador:
  - Resistência à tração do aço: limite de escoamento da barra/cabo;
  - Resistência à tração por arrancamento: avaliada na interface cimento-rocha e na interface cimento-aço. Ensaios de arrancamento (*pull-out tests*) são fundamentais.
- Projeto do padrão de atirantamento/chumbamento: definição de espaçamento, comprimento e inclinação dos tirantes/chumbadores para fornecer a força de reforço necessária.

- Cargas sísmicas: podem ser incorporadas como forças pseudoestáticas na análise de equilíbrio limite.

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação geomecânica detalhada: mapeamento das descontinuidades, caracterização da rocha intacta e da massa rochosa.
II. Análise cinemática: identificar os blocos/cunhas instáveis e os modos de ruptura potenciais.
III. Cálculo da força requerida: determinar a força de reforço necessária para atingir o FS desejado para cada bloco/cunha instável.
IV. Projeto das ancoragens (ativas ou passivas):
    - Definir o diâmetro, comprimento, inclinação e espaçamento das ancoragens.
    - Calcular a capacidade de carga individual da ancoragem (tração, arrancamento, cisalhamento).
    - Garantir que o padrão da ancoragem forneça a resistência requerida, com distribuição adequada.
V. Análise de estabilidade detalhada: modelar a massa rochosa com as ancoragens usando *softwares* específicos (ex.: RocPlane, RocWedge, Dips) e verificar o FS do conjunto.
VI. Considerações construtivas: seleção de equipamentos de perfuração, método de injeção (gravidade, pressão), controle de qualidade (ensaios de arrancamento, inspeção da perfuração).

4.2.2.7 Telas de proteção de alta resistência (contra queda de blocos)

Estruturas passivas projetadas para mitigar o risco de queda de blocos de rocha em taludes (Figura 4.21). Existem diferentes tipos:

- Telas drapeadas: simplesmente penduradas no talude para guiar os blocos de rocha até o pé, onde são coletados.
- Barreiras de absorção de energia (*rockfall barriers*): estruturas flexíveis (geralmente redes de anéis ou de cabos com postes) instaladas na base ou ao longo do talude para interceptar e absorver a energia de blocos em queda, impedindo-os de prosseguir.

- Telas ancoradas/reforçadas: fixadas ao talude com chumbadores para reter blocos no local, impedindo o seu desprendimento. Utilizam-se telas de alta resistência (ex.: Geobrugg Tecco, Maccaferri HEA Panel).

Figura 4.21 Proteção/estabilização de taludes rochosos com telas de alta resistência

Fonte: Maccaferri (2025); Dreamstime (2025)

Como critérios de projeto, é importante avaliar a contenção eficaz dos blocos com segurança, absorção da energia cinética, durabilidade da estrutura e facilidade de manutenção. Estas avaliações incluem:

- Trajetória e energia de blocos: simulação da queda de blocos para determinar a velocidade, altura de salto, energia cinética e localização de impacto esperados. Ferramentas como RocFall (Rocscience) e Colorado *Rockfall Simulation Program* (CRSP) são amplamente utilizadas.
- Dimensionamento de barreiras de absorção: a seleção da barreira baseia-se na energia máxima de impacto esperada (ex.: 500 kJ, 1000 kJ, 3000 kJ, 5000 kJ etc.) e sua altura depende da altura do salto no local de sua instalação. Os fabricantes fornecem as capacidades de energia e as características de projeto. O dimensionamento envolve a fundação da barreira e a resistência dos postes.
- Dimensionamento de telas ancoradas: cálculo da força necessária para reter o bloco contra a face do talude e dimensionamento dos chumbadores e da própria tela para resistir a essa força. Verificação de punção na tela. Análise de tensão e deformação em telas de alta resistência pode ser feita via MEF.
- Dimensionamento de telas drapeadas: escolha do tipo de tela e da ancoragem superior/inferior para garantir o controle do fluxo de detritos e evitar acumulações excessivas.

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Levantamento de campo: identificação de blocos instáveis, mapeamento da face rochosa, inclinação da encosta e topografia da área abaixo.

II. Caracterização dos blocos: estimativa do tamanho, forma e peso dos blocos potenciais.

III. Simulação de queda de blocos:

- Utilizar *software* (ex. RocFall) para simular as trajetórias de blocos de diferentes tamanhos a partir locais e velocidades de desprendimentos;
- Determinar as zonas de impacto, energias cinéticas (normalmente, a energia cinética máxima e a média) e alturas de salto.

IV. Seleção da Solução:

- Barreiras: escolher a barreira com capacidade de energia adequada para o local mais crítico de impacto. Dimensionar a fundação dos postes e as ancoragens laterais;
- Telas ancoradas: calcular a força de retenção necessária. Dimensionar chumbadores, placas e a tela;
- Telas drapeadas: escolher tipo de tela e ancoragem superior/inferior para o controle do fluxo de detritos até uma zona de coleta.

V. Dimensionamento e detalhamento: dimensionar todos os componentes (cabos, postes, âncoras, drenagem) para garantir a segurança e durabilidade.

VI. Plano de manutenção: estabelecer um plano para a inspeção periódica e remoção de detritos acumulados.

4.2.2.8 *Rocktrap* (armadilha para blocos de rocha – cata blocos)

Estruturas de engenharia projetadas para interceptar, capturar e reter blocos de rocha em queda livre, evitando que atinjam infraestruturas, estradas ou áreas povoadas (Figura 4.22).

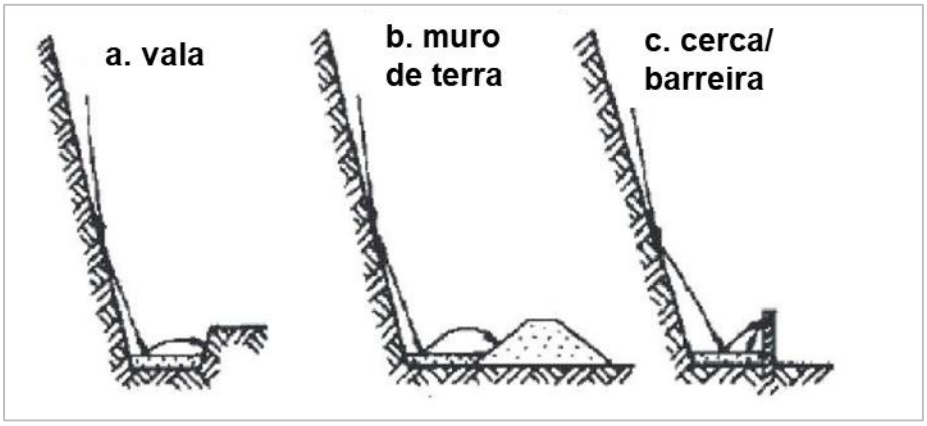


Figura 4.22 Exemplos de *rocktraps* para proteção contra quedas de blocos

Fonte: Adaptado de Hoek (2023)

Diferem das barreiras de absorção de energia por serem tipicamente mais robustas e visarem a contenção definitiva ou a acumulação controlada de grandes volumes de detritos. Podem ser valas de acumulação, bermas de retenção, ou muros de contenção.

Como critérios de projeto, é importante avaliar a capacidade de interceptação de blocos de certo tamanho e energia, volume de armazenamento de detritos (limpo e após acumulação), durabilidade da estrutura e facilidade de manutenção (remoção de detritos). Estas avaliações incluem:

- Análise de trajetória e energia de blocos: similar às telas de proteção, utiliza-se simulações de queda de blocos (RocFall, CRSP) para determinar as energias de impacto (cinética e potencial), velocidades e os volumes de detritos esperados.
- Dimensionamento da geometria da rocktrap: altura, largura e capacidade de armazenamento de volume da armadilha, considerando o ângulo de repouso do material.
- Resistência ao impacto: dimensionamento das paredes ou elementos estruturais da rocktrap para resistir aos impactos de blocos (energia e força). Pode envolver análises dinâmicas de impacto, dependendo da criticidade.
- Dimensionamento da fundação: verificação da estabilidade e capacidade de carga da fundação da estrutura.
- Drenagem: projeto de sistemas de drenagem para evitar o acúmulo de água dentro da rocktrap, o que poderia comprometer a estabilidade do material retido e da própria estrutura.

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação de campo e caracterização da queda de blocos:
   - Identificar as fontes dos blocos, suas características (tamanho, forma, massa);
   - Mapear a topografia da área de risco, incluindo a encosta e a área alvo.

II. Simulação da queda de blocos:
   - Utilizar *software* (ex. RocFall) para prever as trajetórias, velocidades, energias e volumes de detritos;
   - Definir a localização ideal do rocktrap para interceptar a maioria dos blocos com as maiores energias.

III. Definição dos parâmetros de projeto:
   - Determinar a energia máxima de impacto e o volume máximo de detritos a serem retidos;
   - Decidir sobre o tipo de *rocktrap* (ex.: vala de acumulação, muro de terra reforçado, estrutura de concreto/aço).

IV. Dimensionamento estrutural do *rocktrap:*
   - Calcular a altura e a largura necessárias para conter os blocos e o volume de detritos;
   - Dimensionar os elementos estruturais (paredes, taludes de solo, revestimentos) para resistir às forças de impacto;
   - Dimensionar a fundação da *rocktrap*.

V. Projeto de drenagem: implementar um sistema de drenagem eficaz (subsuperficial e superficial) para evitar o acúmulo de água.

VI. Otimização e detalhamento: refinar o projeto para garantir a eficácia, durabilidade, viabilidade construtiva e econômica.

VII. Plano de manutenção: estabelecer um plano para a inspeção periódica e a remoção dos detritos acumulados para manter a capacidade do *rocktrap*.

4.2.2.9 Injeções e *jet-grouting*

Técnicas que envolvem a injeção de fluidos (caldas de cimento, bentonita, polímeros, produtos químicos etc.) no solo ou rocha para alterar suas propriedades físicas e mecânicas (Figura 4.23 e Figura 4.24). Os objetivos podem ser aumentar a resistência, reduzir a permeabilidade (impermeabilização) ou preencher vazios. As principais técnicas são:

- Injeções de preenchimento: caldas de baixa viscosidade que preenchem vazios ou fissuras sem alterar a estrutura do solo/rocha.
- Injeções de compactação: injetam calda rígida sob alta pressão para deslocar e compactar solos fofos.
- *Jet-grouting*: cria colunas de solo-cimento de alta resistência por meio da erosão do solo por jatos de alta energia de calda de cimento.

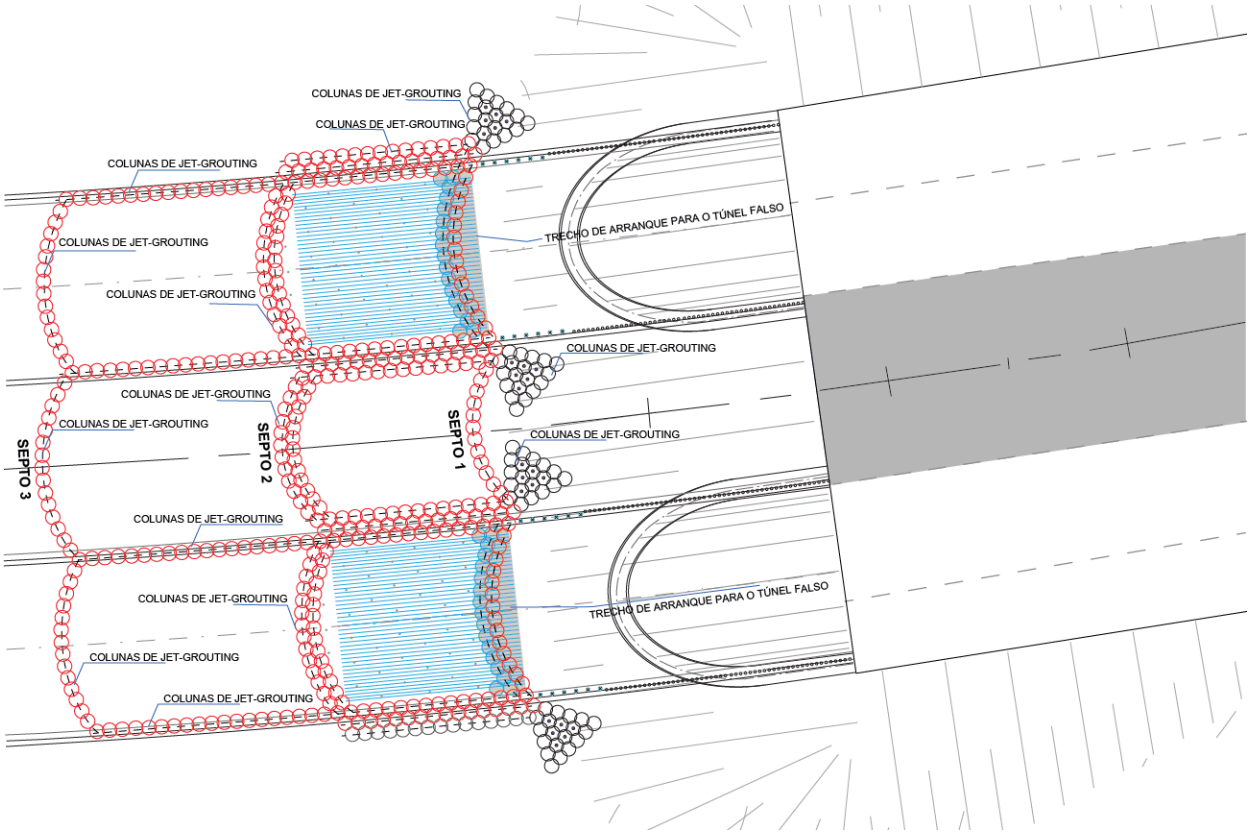


Figura 4.23 Injeções de *jet-grouting* em planta de projeto

Fonte: Elaboração própria (2013)

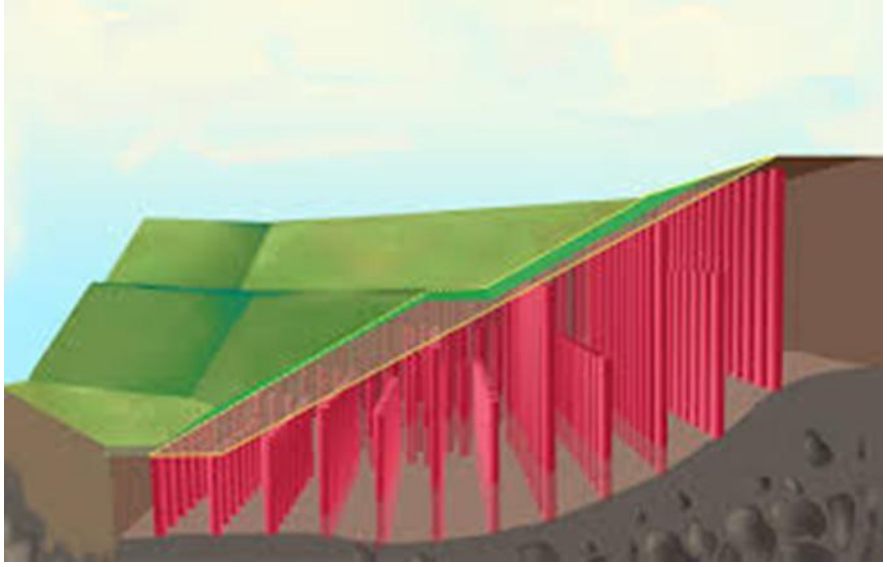


Figura 4.24 Estabilização de taludes com injeções e/ou colunas *jet-grouting*

Fonte: Novatecna (2025)

Como critérios de projeto, busca-se atingir uma resistência (coesão, atrito) ou permeabilidade alvo na massa de solo/rocha, e garantir estabilidade global ou reduzir deformações. Isso inclui:

- Definição dos parâmetros alvo: determinar a resistência ou permeabilidade que o solo/rocha injetado deve alcançar.
- Dimensionamento da malha de injeção: espaçamento e profundidade dos furos de injeção, baseados na capacidade de penetração da calda e no raio de influência desejado.
- Volume de calda: estimativa do volume de material a ser injetado para preencher vazios ou atingir a melhoria desejada.
- Verificação de estabilidade global: utilizar os parâmetros melhorados do solo/rocha na análise de equilíbrio limite ou MEF/FDM. As zonas injetadas são modeladas como materiais com propriedades geotécnicas superiores.
- Dimensionamento de colunas de *jet-grouting*: determinar diâmetro e resistência das colunas de solo-cimento com base nos parâmetros do solo original e no processo de injeção (pressão, vazão, tempo de elevação).

O fluxo de cálculo segue as etapas descritas abaixo:

I. Investigação geotécnica detalhada: caracterização precisa do solo/rocha (incluindo permeabilidade, porosidade, granulometria) na área a ser tratada.

II. Definição do objetivo da injeção: aumento de resistência, redução de permeabilidade, preenchimento de vazios etc.

III. Seleção da técnica de injeção: escolher a técnica mais adequada com base no tipo de solo/rocha e no objetivo.

IV. Projeto da malha de injeção: definir o *layout*, espaçamento, profundidade dos furos e o tipo de calda/fluido a ser utilizado.

V. Previsão das propriedades melhoradas: estimar as novas propriedades geotécnicas do material injetado (via ensaios de laboratório ou correlações).

VI. Análise de estabilidade/deformação:

- Incorporar as zonas injetadas (com suas novas propriedades) no modelo de estabilidade (LEM ou MEF/FDM);
- Verificar o FS global do talude ou a redução das deformações.

VII. Programa de testes e controle de qualidade: prever ensaios de campo (ex: permeabilidade, SPT/CPT pós-injeção, ensaios de carga em colunas de *jet-grouting*) e laboratório para verificar a eficácia da injeção.

4.3 DIMENSIONAMENTO DE TÚNEIS CONVENCIONAIS (NATM/SEM)

Neste capítulo serão apresentadas diretrizes e recomendações pertinentes aos processos e às formulações para o dimensionamento de túneis convencionais escavados em solo e em rocha.

4.3.1 Túneis em solo

4.3.1.1 Pré-dimensionamento do revestimento (etapa: anteprojeto)

De forma prévia à realização de modelagens sofisticadas, baseadas em ferramentas computacionais robustas, dados de entrada confiáveis e uma modelagem realizada por profissionais qualificados e experientes, recomenda-se a realização de pré-dimensionamento determinando valores iniciais para os suportes primário e secundário do túnel.

A seguir é apresentado um roteiro básico para a realização do pré-dimensionamento:

1) Determinação da pressão geotécnica básica $pbas$, que é a parcela dos carregamentos geotécnicos que se desenvolvem no entorno do túnel logo a partir da sua escavação e avanço. Existem diversas formulações empíricas e semiempíricas (como a de Terzaghi) que podem ser utilizadas, aplicáveis com maior ou menor adequabilidade em função do tipo de material (ex. solos corrediços, solos desplacantes, solos extrudáveis etc.). Caberá ao projetista explicitar e justificar a formulação adotada. A título de exemplo, Terzaghi propõe as seguintes expressões baseadas nos tipos de solo no contexto da engenharia de túneis:

a) Solos corrediços (Figura 4.25):

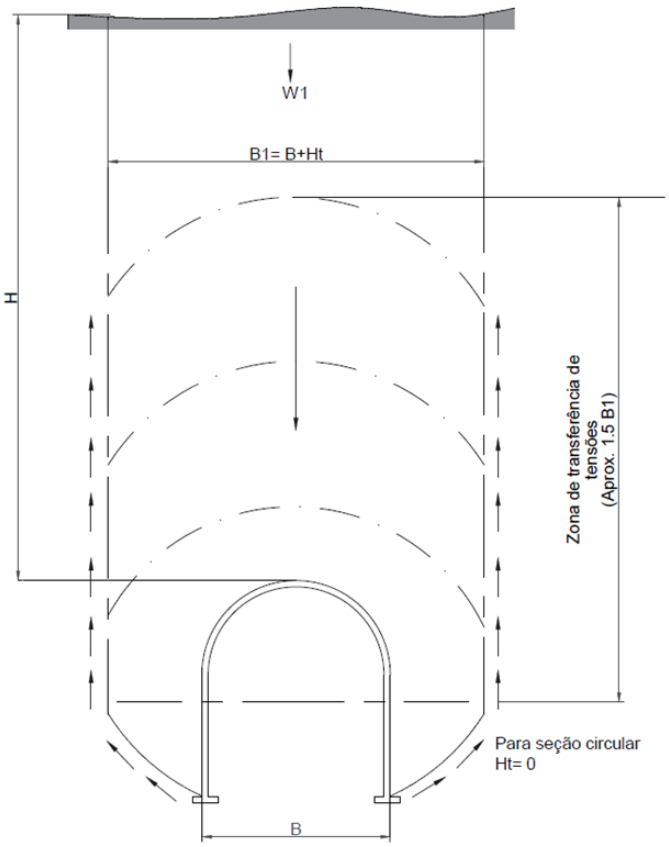


Figura 4.25 Carregamentos em solos corrediços

Fonte: Terzaghi (1977)

No caso de solos corrediços, a pressão geotécnica básica p_{bas} (que age sobre o suporte) é dada por:

$$p_{bas} = \gamma_{solo} \, x \, H_r \tag{4.1}$$

Onde:

γ_{solo} é o peso próprio do material que compõe o maciço, expresso em N/m³;

H_r é a altura efetiva de carregamento para solos corrediços, expresso em m.

Sendo:

– Areias Compactas:

$$H_r = 0{,}30\ x\ (B + H_t) \tag{4.2}$$

– Areias médias:

$$H_r = 0{,}40\ x\ (B + H_t) \tag{4.3}$$

– Areias fofas:

$$H_r = 0{,}50\ x\ (B + H_t) \tag{4.4}$$

Onde:

B é a largura do túnel, expresso em metros (m);

H_t é a altura do túnel, expresso em metros (m) (em seções circulares, considerar H_t = 0).

b) Solos desplacantes:

Em solos desplacantes, a pressão geotécnica básica é dada por:

$$p_{bas} = \gamma_{solo}\ x\ H_p \tag{4.5}$$

Sendo para:

– Acima do lençol freático:

$$H_p = \frac{T - t}{T} \times H_r \tag{4.6}$$

– Abaixo do lençol freático:

$$H_p = \frac{T - t}{T} \times 2H_r \tag{4.7}$$

Onde:

T é o tempo de autossustentação do maciço;

t é o tempo transcorrido desde a exposição do maciço pela escavação até o momento da instalação do suporte/revestimento.

c) Solos extrudáveis:

Para solos extrudáveis (Figura 4.26), a pressão geotécnica básica é dada por:

$$p_{bas} = \gamma_{solo}\, x\, H_s \tag{4.8}$$

Sendo para:

– Solos homogêneos:

$$H_s = H - \frac{S.H.Q_u}{2W.(B + 2H_t)} \tag{4.9}$$

– Teto mole e laterais rígidas:

$$H_s = H - \frac{H.Q_u}{2W.B} \tag{4.10}$$

– Teto rígido e laterais moles:

$$H_s = \mathrm{H} - \frac{\mathrm{H.Q_u}}{\mathrm{2W.(B + 6H_t)}} \tag{4.11}$$

Onde:

H_s é a altura equivalente de carregamento sobre o túnel, expresso em metros (m);

H é a altura total de cobrimento, medida do centro do túnel, expresso em metros (m);

W é o peso do prisma de solo acima do túnel, expresso em tonelada-força (tf);

S é a resistência ao cisalhamento do solo = $Q_u/2$, expresso em tonelada-força por metro quadrado (tf/m²);

Q_u é a resistência à compressão não-confinada da argila, expresso em tonelada-força por metro quadrado (tf/m²).

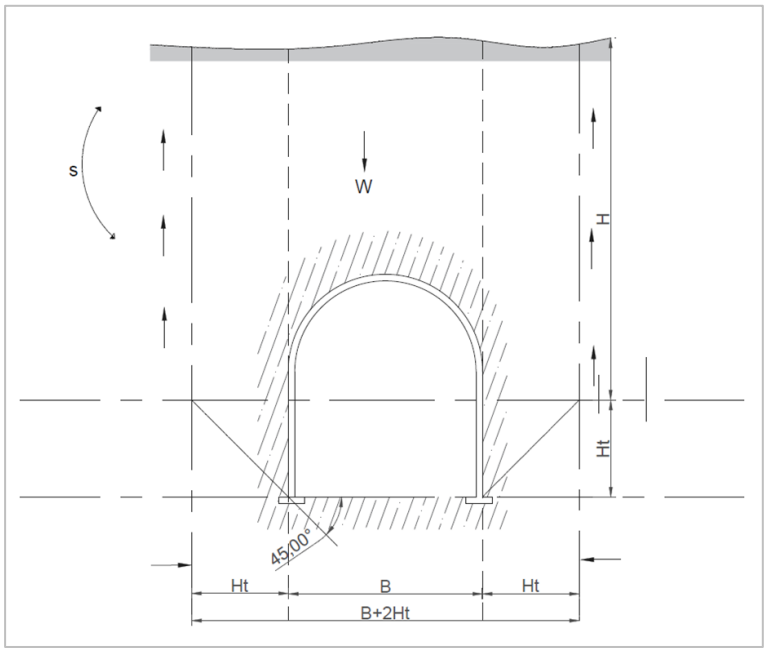


Figura 4.26 Carregamentos em solos extrudáveis

Fonte: Terzaghi (1977)

2) Determinação das forças normais agindo sobre o suporte[3] do teto do túnel (Figura 4.27), dada pela expressão $N_{bas} = p_{bas}\ x\ R_i$, sendo N em força por metro de túnel, e R_i o raio considerado (geralmente, adotar o maior da calota).

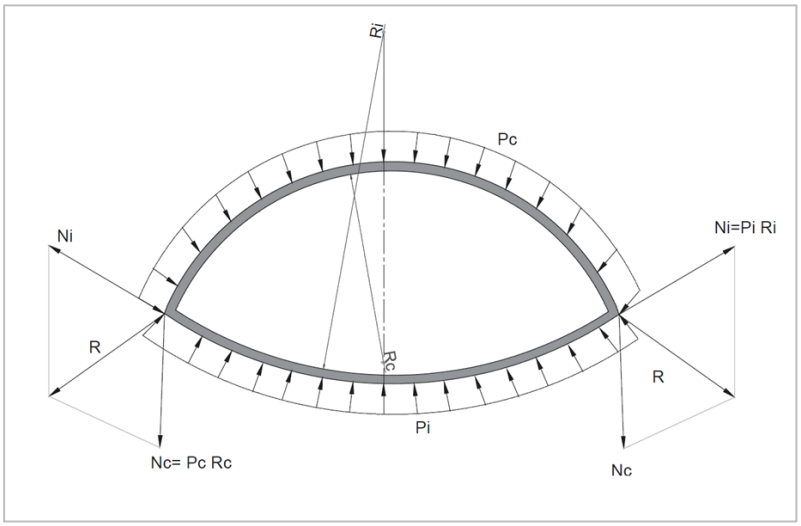


Figura 4.27 Forças normais atuantes no suporte do túnel

Fonte: Kolymbas (2005)

[3] Suporte e revestimento em engenharia de túneis são considerados sinônimos.

3) Dimensionamento inicial do revestimento primário para carregamentos iniciais e temporários (sem efeito Rüsch), determinando os pares f_{ck} e e_{prim} (= espessura do revestimento primário) tais que:

$$\frac{\gamma_{f(=1,4)} \times N_{bas,k}}{e_{prim}} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_{c(=1,4)}} \rightarrow e_{prim} \geq \frac{N_{bas,d}}{f_{cd} \times 0{,}85} \quad (4.12)$$

Nota: sugere-se trabalhar com f_{ck} superiores 30 MPa e evitar f_{ck} inferiores a 25 MPa.

4) Dimensionamento do revestimento final (secundário + primário), cuja resistência combinada deve ser apta a suportar um carregamento potencial equivalente ao peso de solo inserido dentro do limite da zona de plastificação no maciço = 2,5D, sendo D o diâmetro equivalente ou o vão/largura do túnel. Neste caso, devido ao caráter de carga de longa duração, deve-se considerar o efeito Rüsch, conforme disposto na NBR 6118. É imprescindível que a parcela já pré-carregada do revestimento primário seja considerada de tal modo que:

$$\Delta N = N_{pot} - N_{bas} = [(2{,}5D \times \gamma_{solo}) - p_{bas}] \times R_i \quad (4.13)$$

$$\sigma_{c,sec} = \frac{\Delta N}{(e_{prim} + e_{\sec})} \leq f_{cd} \times 0{,}85 \quad (4.14)$$

$$\sigma'_{c,prim} = \frac{N_{bas}}{e_{prim}} + \frac{\Delta N}{(e_{prim} + e_{\sec})} \leq f_{cd} \times 0{,}85 \quad (4.15)$$

Onde:

ΔN é a parcela excedente de carregamento;

e_{sec} é a espessura do revestimento secundário.

O processo se torna iterativo até encontrar um par $e_{sec} + e_{prim}$ que atenda às equações (4.14) e (4.15) e proporcione uma espessura econômica.

Nota: Por simplicidade, adotou-se $E_{conc,prim} = E_{conc,\sec}$ (mesmos módulos de elasticidade para os concretos dos revestimentos primário e secundário).

5) Em túneis escavados em seção parcializada calota x arco invertido, será necessário verificar a capacidade da fundação da calota e por conseguinte, a máxima distância admissível entre a frente e o arco invertido (*invert)*.

6) Como mostra a Figura 4.28, a frente de escavação, quando mantida estável, propicia um apoio temporário ao solo, que graças aos efeitos de arqueamento transversal e longitudinal, reduz as deformações e os carregamentos se desenvolvem a partir da frente, até atingirem seus valores máximos quando esta perturbação não se fizer mais sentir pelo maciço.

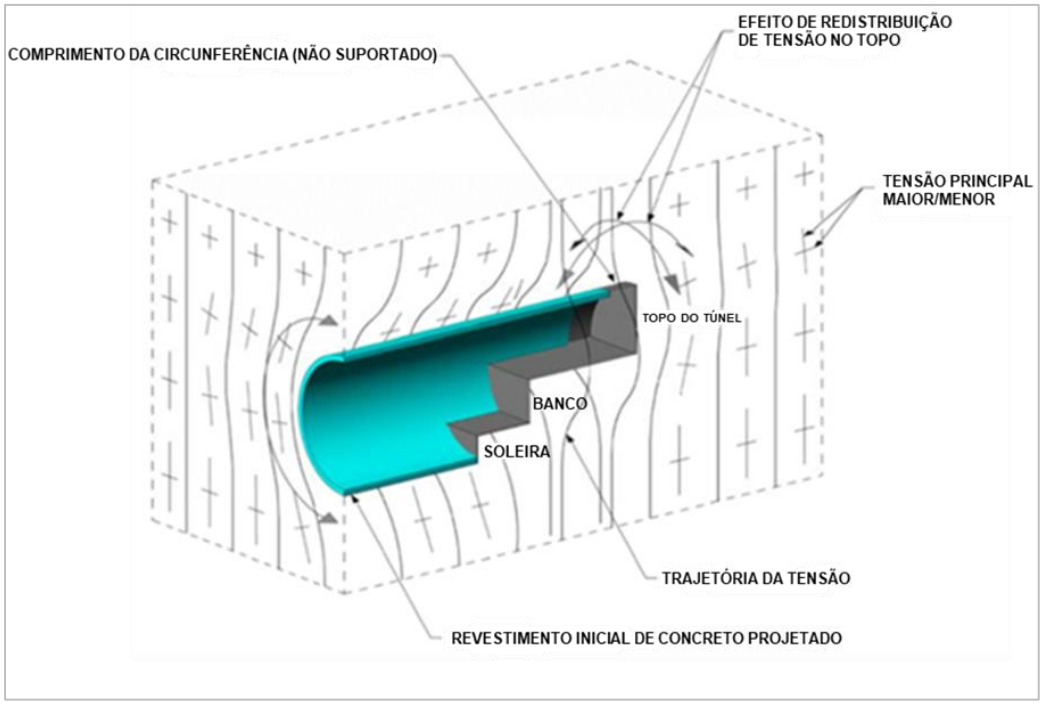


Figura 4.28 Representação dos efeitos de arqueamento transversal e longitudinal

Fonte: FHWA (2009)

A Figura 4.29 representa as deformações radiais em volta da cavidade, considerando o efeito proporcionado pela frente. Para maciços considerados estáveis, as deformações já se iniciam de 2 a 1/2 diâmetro à frente das escavações, atingem pelo menos 1/3 de seu valor máximo junto à frente, e a deformação máxima entre 1 e 3 diâmetros atrás da frente.

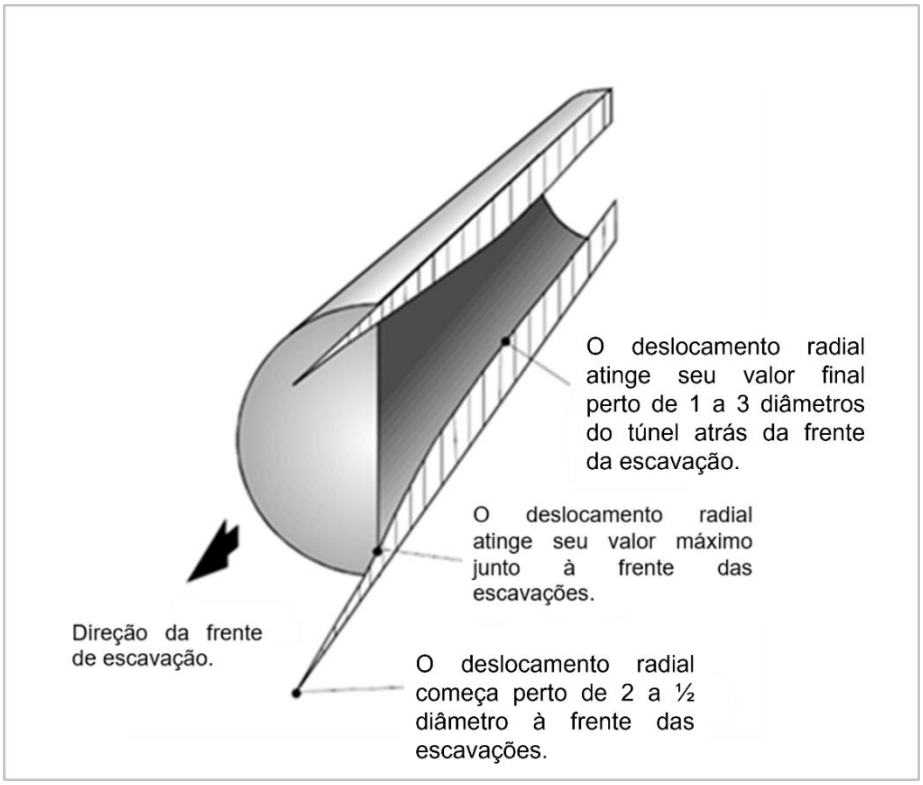


Figura 4.29 Evolução das deformações ao redor de um túnel em função da distância à frente de escavação

Fonte: Hoek, Kaiser, Bawden (1995)

Para maciços que necessitem uma solução de suporte/revestimento ou para maciços muito instáveis, esses valores podem evoluir de forma mais acelerada em relação à frente, o que deve ser levado em consideração pela projetista (Figura 4.30).

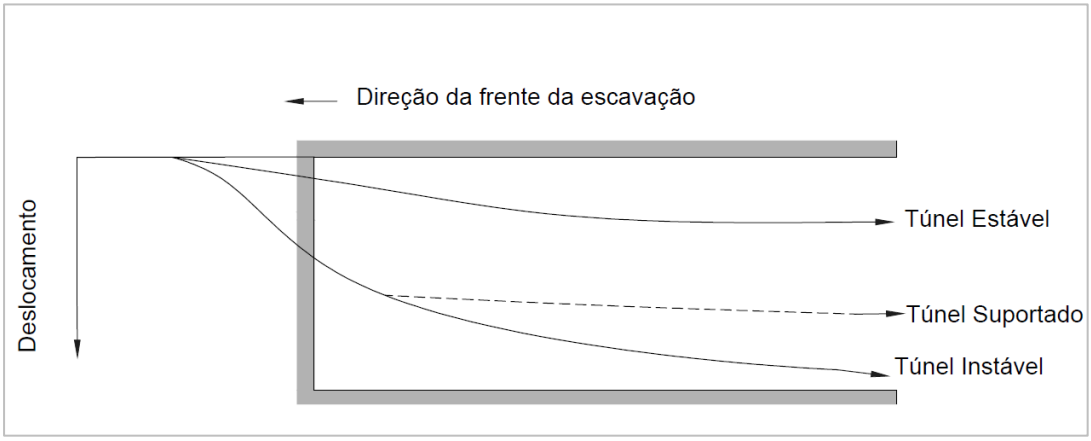


Figura 4.30 Diferentes condições de deformação em função das características geotécnicas do maciço

Fonte: Adaptado de *University of British Columbia – Course EOSC547: Tunnelling & Underground Design* (2014)

De forma análoga, os carregamentos evoluem à medida em que a frente de escavação avança, sendo considerados nulos junto à frente, atingindo seu valor máximo entre 1 e 3 diâmetros de distância. Vale lembrar, contudo, que esta é uma suposição baseada na manutenção da estabilidade da frente, que nos casos falhos, promove evoluções muito mais rápidas e de maior magnitude (em relação às considerações vistas acima para p_{bas}). Por isso, manter a frente estável é essencial.

Nos casos em que há arqueamento longitudinal e a frente é mantida estável, sugere-se assim considerar que os carregamentos evoluem de 0 (nulos junto à frente) até p_{bas}, situado a $1{,}5D$ da frente, evoluindo em forma parabólica ou elíptica, como mostrado no exemplo hipotético na Figura 4.31.

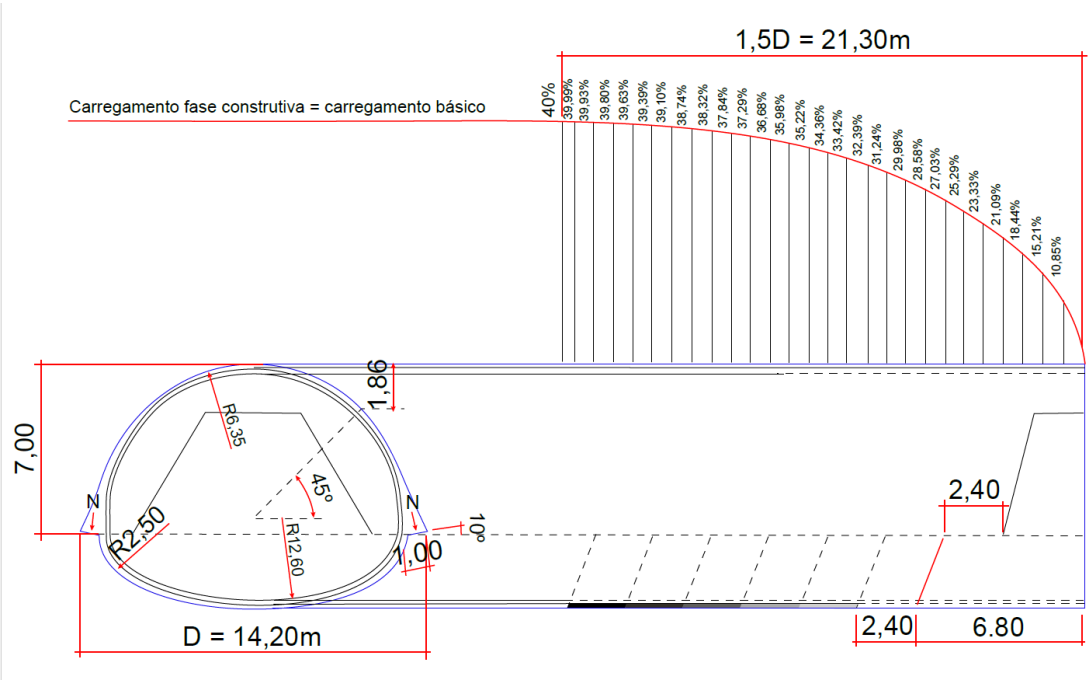


Figura 4.31 Exemplo de desenvolvimento dos carregamentos em relação à frente de escavação

Fonte: Elaboração própria (2025)

Calcula-se a tensão admissível σ_{adm}do solo junto à base da calota – utilizar formulações empíricas, semiempíricas ou teóricas a critério do projetista, tais como baseadas no NSPT de acordo com a prática local (ex.: NSPT/3), Vésić (1974) ou Terzaghi.

Para uma dada largura inicial b_i, considerada para a base da calota (eventualmente dotada de uma sapata[4] ou pata de elefante), como mostra a Figura 4.32, verifica-se para qual percentual desenvolvido da pressão geotécnica básica ($\%p_{bas}$), tal que:

$$\frac{\%N_{bas}}{b_i} = \frac{\%p_{bas} \times R}{b_i} \leq \sigma_{adm} \rightarrow b_i \geq \frac{\%p_{bas} \times R}{\sigma_{adm}} \tag{4.16}$$

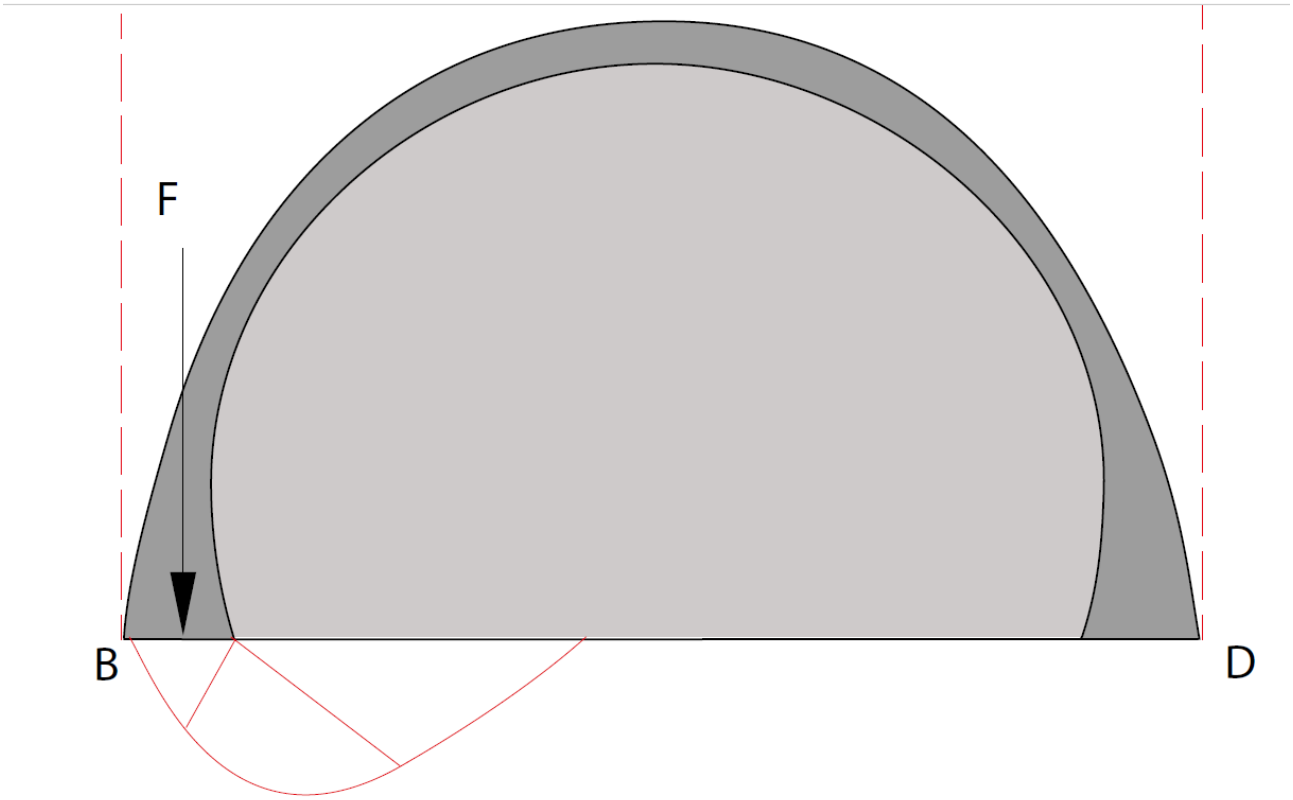


Figura 4.32 Capacidade de carga junto à fundação da calota

Fonte: Adaptado de Kolymbas (2005)

A projetista deverá, neste sentido, estabelecer uma largura da sapata b_i (sendo "i" o número do avanço contado a partir da frente de escavação) de tal modo que se propicie uma distância à frente adequada para a realização dos trabalhos de escavação e implantação do arco invertido, reduzindo a exposição da frente, permitindo a adoção de

[4] A dispensa de solução de fundação da calota deverá ser comprovada por cálculos, a serem apresentados no projeto.

um núcleo (por exemplo) e uma área de trabalho conveniente para pessoas e equipamentos junto à frente, o que incorrerá, evidentemente, em um processo iterativo.

Quando utilizadas, recomendam-se larguras de sapata máximas de 2 m por questões construtivas. Caso sejam necessárias larguras maiores, o projeto pode lançar mão de alternativas como:

- Pré-tratamento para consolidação/melhoria do solo junto à base da calota (injeções, jet-grouting etc.);
- Pré-fundação com estacas (raiz de pé-direito reduzido, helicoidais etc.) ou;
- Adoção de um arco invertido provisório (AIP[5]), dentre outras.

7) Em seguida, o projetista deverá especificar e verificar a adequação de uma dada curva de ganho de resistência do concreto projetado nas primeiras idades (fcj), estabelecendo assim a evolução das espessuras do revestimento primário junto à frente.

É comum que o concreto projetado apresente ganhos de resistência muito acelerados nas primeiras horas e vá diminuindo conforme passa o tempo. A Tabela 4.2 e a Figura 4.33 são um exemplo da curva de ganho de resistência à compressão do concreto projetado nas primeiras horas.

Tabela 4.2 Exemplo de curva de ganho de resistência do concreto nas primeiras idades (f_{cj})

Tempo (h)	0	8	12	24	48	72	96
f_{cj} (MPa)	0	8	11	18	25	28	30

Fonte: Elaboração própria (2025)

[5] AIP – Arco Invertido Provisório, ou AID – Arco Invertido Definitivo. A adoção de mais de um lance de rebaixo, com ou sem a adoção de AIP, fica condicionada à altura total a ser rebaixada. Recomenda-se limitar os lances máximos de rebaixamento entre 2,5 e 3 m.

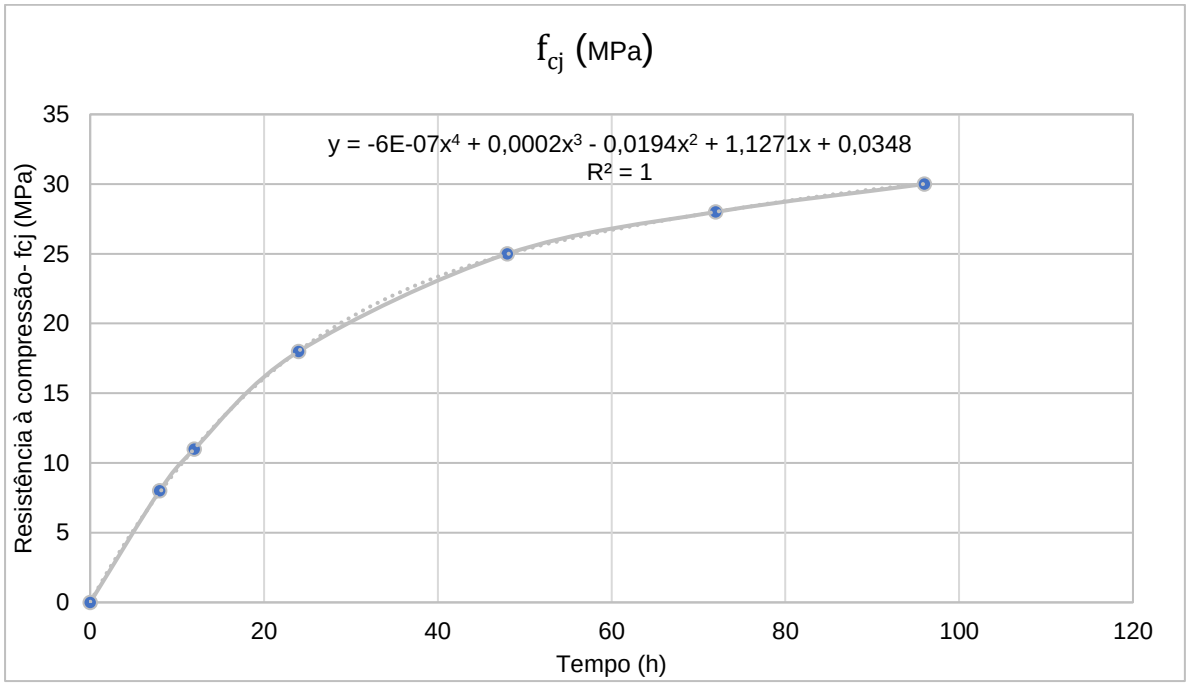


Figura 4.33 Resistência à compressão do concreto projetado nas primeiras horas – f_{cj} (arbitrado)

Fonte: Elaboração própria (2025)

Em seguida, deverão ser determinados o passo de avanço da escavação do túnel em solo (usualmente entre 60 e 100 cm; 80 cm é um valor adotado pela ampla maioria dos projetistas) e o tempo de ciclo de cada avanço. Para tal recomenda-se consultar os responsáveis pela construção do túnel, ou basear-se em experiências pregressas em materiais e condições construtivas/estruturais similares. Como exemplo, tempos de ciclo de 8 a 12 horas por avanço são comuns.

Desconsiderando o avanço recém-escavado, onde o concreto projetado não está aplicado ou ainda não apresenta ganho de resistência apreciável, cabendo basicamente à cambota resistir aos carregamentos iniciais (ver passo 8 para o dimensionamento das cambotas metálicas), pode-se então estabelecer uma tabela de avanço x tempo x f_{cj}, a fim de determinar as espessuras mínimas de concreto projetado para um dado avanço "n", de tal modo que:

$$\frac{e_{prim,n} \times f_{cj,n}}{\gamma_{f(=1,3)} \times \gamma_{c(=1,4)}} \geq \%N_{bas,n} \rightarrow e_{prim,n} \geq \frac{\%N_{bas,n} \times \gamma_{f(=1,3)} \times \gamma_{c(=1,4)}}{f_{cj,n}} \quad (4.17)$$

A Tabela 4.3 fornece um exemplo de como dimensionar e verificar as espessuras mínimas de concreto projetado no revestimento primário, as quais deverão constar no projeto de metodologia executiva do túnel:

Tabela 4.3 Determinação da espessura mínima de concreto projetado por passo de avanço

Avanço n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
t [h]	0	8	16	24	32	40	48	56	64	72	80	88	96	104	112	120
x [m]	0,0	0,8	1,6	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6	6,4	7,2	8,0	8,8	9,6	10,4	11,2	12,0
% p_{bas} (x)	0,0 %	12,9 %	24,9 %	36,0 %	46,2 %	55,6 %	64,0 %	71,6 %	78,2 %	84,0 %	88,9 %	92,9 %	96,0 %	98,2 %	99,6 %	100 %
N_{bas} (x) [tf/m]	0,0	19,8	38,3	55,4	71,1	86,5	98,5	110,1	120,4	129,3	138,8	143,0	147,7	151,2	153,2	153,9
f_{cj} (t) [MPa]	0,0	7,9	13,8	18,0	21,1	23,4	25,0	25,2	27,2	28,0	28,8	29,5	30,0	30,0	30,0	30,0
$\sigma_{c,ADM}$ [MPa]	0,0	4,3	7,6	9,9	11,6	12,8	13,7	14,4	14,9	15,4	15,8	15,2	16,5	16,5	16,5	16,5
$e_{prim,min}$ [cm]	0,0	4,6	5,1	5,6	6,1	6,7	7,2	7,7	8,1	8,4	8,7	8,8	9,0	9,2	9,3	9,3

Fonte: Elaboração própria (2025)

8) Agora, faz-se necessário pré-dimensionar a cambota metálica que terá a função dupla de:
   - Servir de suporte temporário[6] para os primeiros avanços junto à frente de escavação, enquanto o concreto projetado não foi aplicado e/ou enquanto este ainda não ganhou a resistência necessária para se autoportar e sustentar as parcelas de carregamento já desenvolvidas;
   - Servir como um gabarito de escavação e concretagem no processo de execução do túnel;
   - No pré-dimensionamento das cambotas deverão ser verificadas:
     - A resistência dos elementos metálicos aos esforços de compressão;
     - A estabilidade dos elementos comprimidos contra flambagem.
   - A cambota mais vulnerável será aquela recém-instalada junto à frente, sujeita à seguinte combinação de carregamentos:
     - Peso próprio da cambota;
     - Peso de solo correspondente à parcela da curva de carregamento (passo 6) atuando junto ao último avanço (considerando $\int pbas(x)$ com $0 \leq x \leq$ passo de avanço);
     - Sobrecarga de 2x a espessura mínima de concreto projetado determinada para o avanço recém-escavado (passo 7), considerado com resistência nula, a favor da segurança.
   - Deve-se ter especial atenção ao especificar barras de grande diâmetro (Ø25 mm ou superior) ou outros elementos metálicos que possam gerar efeito de sombra durante a projetação do concreto, propiciando caminhos preferenciais de infiltração de água. Nestes casos, o processo construtivo deverá tomar as medidas necessárias para preencher estes vazios, sob pena de introduzir processos prejudiciais à durabilidade e funcionalidade do revestimento.

[6] Antes do advento do concreto projetado, cabia às cambotas suportarem as cargas oriundas do maciço até que o revestimento secundário/definitivo, em concreto moldado *in-loco*, fosse aplicado. Isto resultava em cambotas relativamente resistentes e muito pesadas, como aquelas formadas por perfis I, calandrados ou segmentados.

4.3.1.2 Enfilagens

Enfilagens são elementos de pré-suporte utilizados em túneis construídos em solo, para estabilizar o terreno à frente da frente de escavação. Cria um “guarda-chuva” temporário de proteção contra queda de material, sob o qual a escavação pode prosseguir com segurança.

O projeto e dimensionamento de um sistema de enfilagens depende das condições do solo, da geometria do túnel e do método de escavação. Seus principais objetivos são:

- Estabilidade de face e teto: prevenir o colapso da face e/ou do teto do túnel junto à frente de escavação.
- Controle de recalque: minimizar recalques junto à superfície e proteger estruturas próximas. Cuidados especiais são, no entanto, necessários, pois as enfilagens podem, ao contrário, ser uma das principais causas de recalques.
- Melhoria do solo: criar um arco reforçado e resistente na massa de solo acima da calota do túnel.
- Controle de água: ajudar a reduzir a entrada de água, principalmente quando combinado com injeção de calda de cimento (*grouting*) em função da distância entre as enfilagens.
- Segurança dos trabalhadores: fornecer uma cobertura de proteção para as equipes de escavação. Necessário controlar o volume de solo abaixo das enfilagens em caso de não-utilização de câmaras cônicas de escavação.

Os principais parâmetros para projeto de enfilagens são:

- Comprimento do tubo (L): distância em que os tubos se estendem à frente da face de escavação. Pode ser composta parte em PVC e parte metálica, ou totalmente metálica, em função da posição (portais ou internas) e da metodologia de escavação (seção constante ou câmara cônica).
- Tipo de enfilagem: pode ser injetada (manchetada – bulbo contínuo) ou autoperfurante (com circulação de calda de cimento).
- Método de escavação/geometria: as enfilagens podem ser implantadas nas seguintes configurações:
    - Câmara cônica: a seção de escavação é linearmente variável e as enfilagens seguem paralelas à geratriz (angulações de 0 a 1°), seguindo o perfil escavado,

como mostra a Figura 4.34. Neste caso, as enfilagens são integralmente compostas por barras ou tubos metálicos, pois não há invasão da seção de escavação.

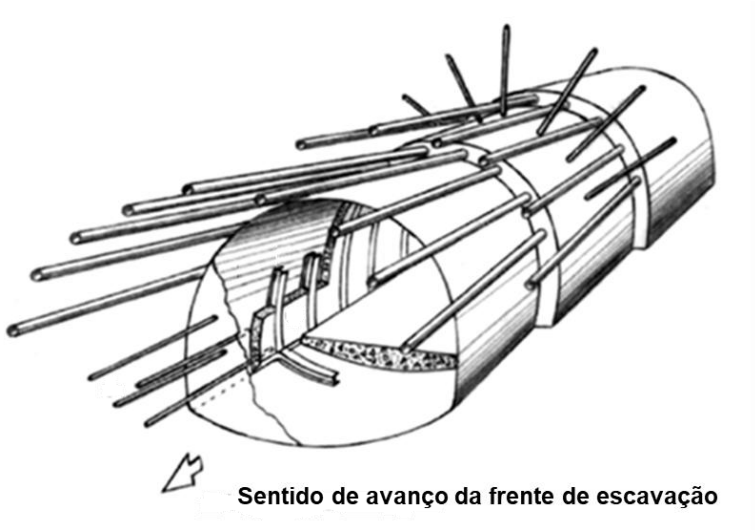


Figura 4.34 Enfilagens em câmara cônica

Fonte: Hoek e Marinos (2000)

- Seção constante: a seção de escavação é constante, e as enfilagens são instaladas com angulações da ordem de 5°, perfazendo um volume de solo entre as enfilagens e a seção de escavação variável (Figura 4.35). Deve-se evitar, nestes casos, alturas de solo superiores a 50 cm junto ao início do transpasse metálico entre enfilagens.

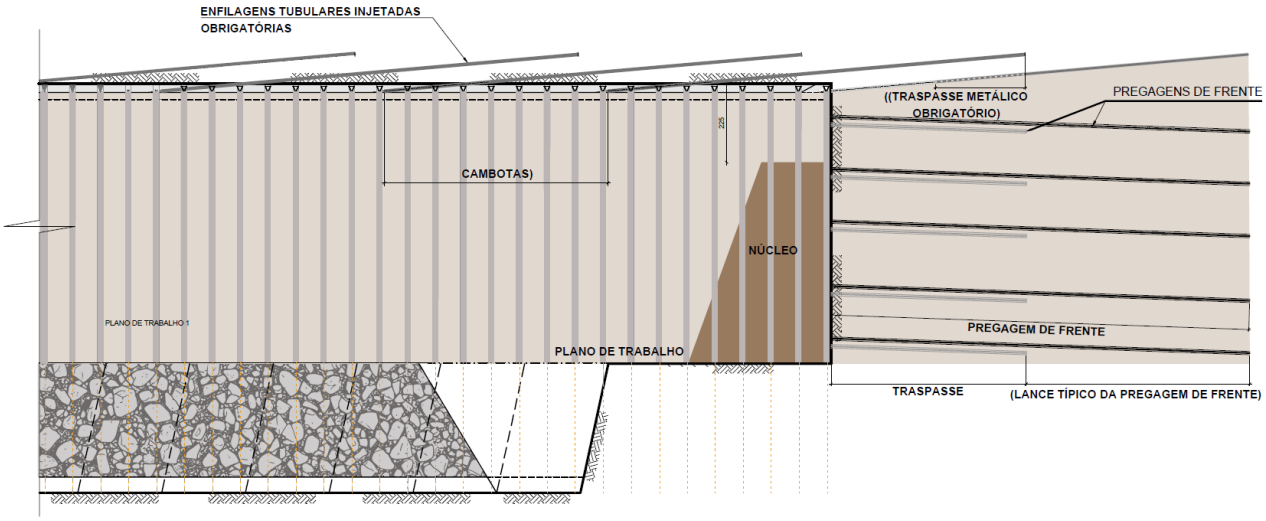


Figura 4.35 Exemplo de enfilagens em seção constante (perfil longitudinal)

Fonte: Elaboração própria (2025)

- Junto aos emboques: a configuração das enfilagens difere sensivelmente daquelas executadas no interior das escavações. Neste caso, em função das fragilidades geotécnicas e estruturais normalmente encontradas na borda da casca/revestimento, recomenda-se a adoção de linha dupla de enfilagens, em angulação mínima em relação à geratriz (até 2°), como mostrado na Figura 4.36.

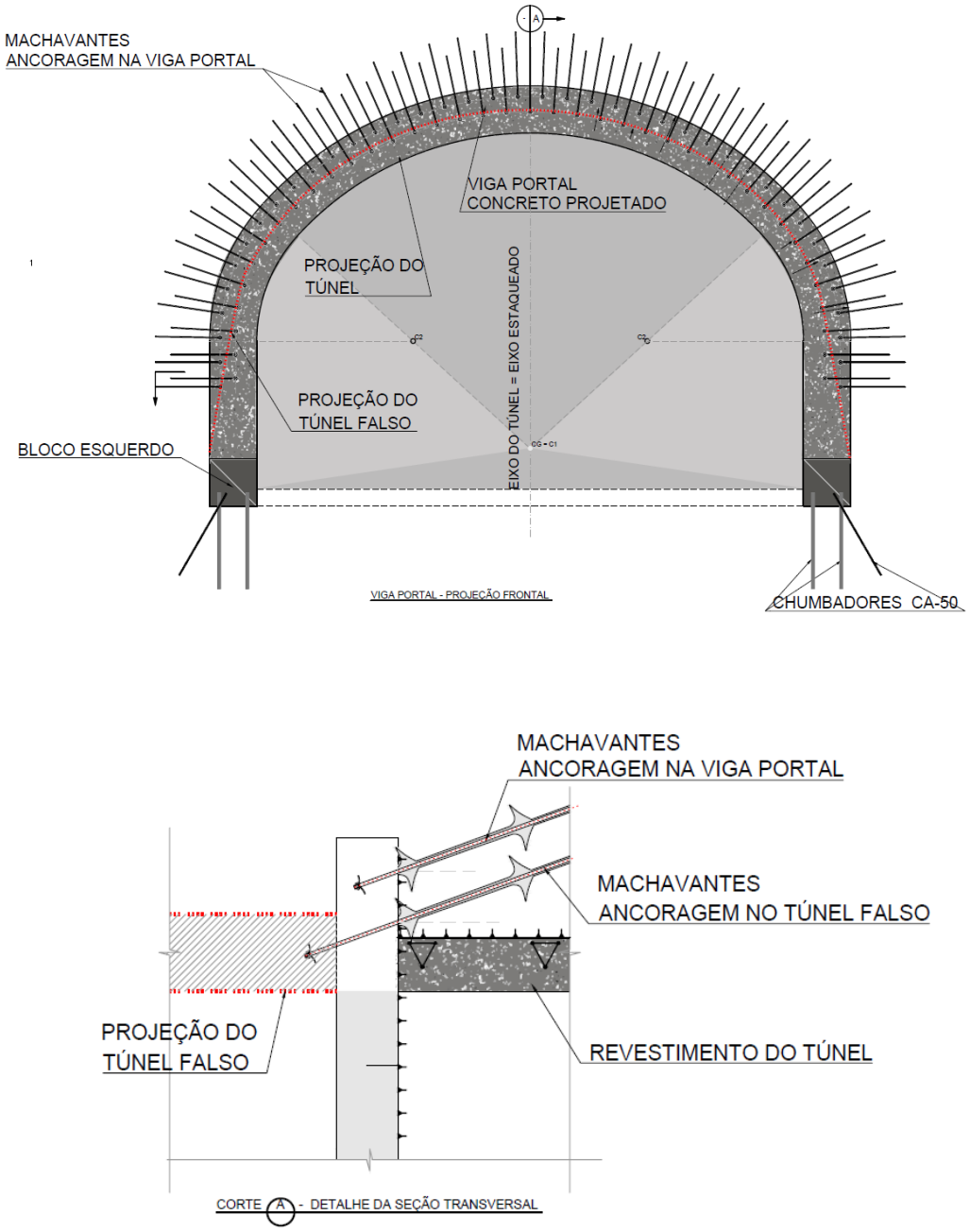


Figura 4.36 Exemplo de linha dupla de enfilagens/machavantes junto aos emboques

Fonte: Elaboração própria (2025)

- Diâmetro (D) e espessura (t) dos tubos: define a rigidez e a área estrutural do tubo;
- Espaçamento dos tubos (S): distância central entre tubos adjacentes. Em geral entre 30 e 40 cm;
- Comprimento de sobreposição/trespasse (O): o comprimento em que um novo conjunto de enfilagens se sobrepõe ao anterior. Em geral adota-se um mínimo de 3 m;
- Ângulo de instalação (α): ângulo em relação à geratriz do revestimento no qual os tubos são perfurados. Em geral de 2º a 5º em relação ao revestimento do túnel;
- Calda de cimento (*grout*): tipo, pressão e extensão da calda de cimento injetado ao redor dos tubos.

Vários métodos podem ser utilizados para o dimensionamento de enfilagens. A seguir, são apresentados dois:

A. Modelo de viga sobre apoio elástico

Método que utiliza esquema estrutural simplificado para estimar as cargas e tensões nas enfilagens. Indicado para etapa preliminar.

- Descrição: as enfilagens são modeladas como vigas contínuas apoiadas sobre apoio elástico (solo). O carregamento vertical do solo acima do túnel é aplicado à viga (Figura 4.37).
- Análise: este modelo calcula os momentos fletores e as forças cortantes ao longo do comprimento das enfilagens. Com base nesses valores, o diâmetro, a espessura da parede e o grau do aço do tubo podem ser dimensionados para resistir a essas tensões sem romper ou deformar excessivamente.
- Limitações: não permite avaliar efeitos de geometrias e sequências construtivas mais complexas.

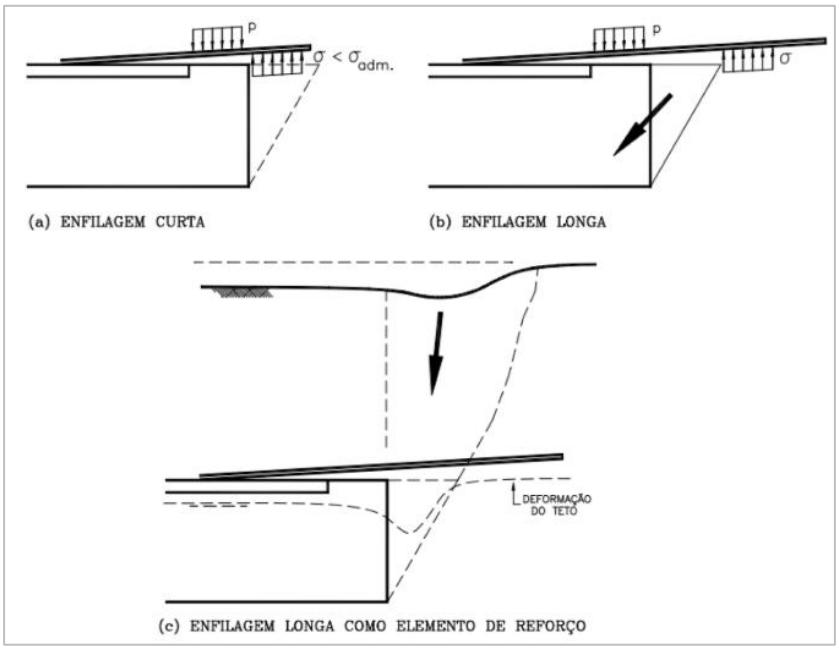


Figura 4.37 Esquemas típicos de enfilagens de teto

Fonte: Murakami (2001)

O processo de cálculo é composto por:

- Cálculo das cargas:
  - A enfilagem de teto tem a função de estabilizar eventuais rupturas locais no contorno da escavação. Portanto, seu dimensionamento é função da massa de solo que tende a cair, caso ela não estivesse instalada.
  - O carregamento correspondente p é aproximadamente o peso de uma parábola de solo com altura máxima de ¼ do vão, conforme experimentos de Terzaghi, aplicada conforme o espaçamento entre os tubos (S).
  - O vão, considerado de 1,60 m, decorre de um avanço considerado de 80 cm, mais uma eventual perda de apoio da enfilagem nas proximidades da face de escavação.
- Cálculo das tensões e deflexão:
  - Com p, estima-se o momento fletor na enfilagem adotando o modelo de uma viga bi-apoiada com um vão equivalente a 1,6 x L, para considerar o efeito do apoio elástico dado pelo solo.

$$M = \frac{2}{3} \times \frac{p(1{,}6 \times L)}{8} \tag{4.18}$$

$$W \geq \gamma_f (= 1{,}3) \times \frac{M}{f_{yd}} \tag{4.19}$$

$$\delta = \frac{5pL^4}{384EI} \leq \frac{L}{150} \tag{4.20}$$

$$V = \frac{p(1{,}6 \times L)}{2} \tag{4.21}$$

$$\tau_d = \frac{\gamma_f (= 1{,}3) \times V}{A_s} \leq 0{,}6 \times f_{yd} \tag{4.22}$$

Onde (as unidades devem ser consistentes entre si):

M é o momento fletor solicitante;

p é o peso de uma parábola de solo com altura máxima de ¼ do vão;

L é o vão do lance da escavação;

W é o módulo de rigidez da enfilagem;

γ_f é o fator de ponderação do carregamento;

f_{yd} é a tensão de escoamento de dimensionamento do aço da enfilagem;

δ é a deflexão/flecha da enfilagem;

V é a força cortante solicitante;

τ_d é a Tensão cisalhante de dimensionamento;

A_s é a área de aço da enfilagem.

- Verificação do espaçamento entre as enfilagens contra queda de material (Figura 4.38):

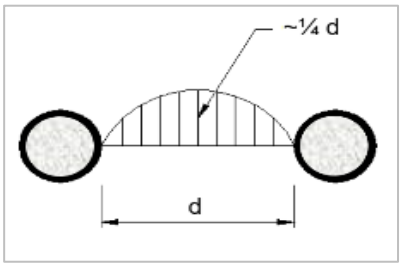


Figura 4.38 Verificação do espaçamento entre cambotas (queda de solo)

Fonte: Elaboração própria (2025)

- O peso de solo é dado por:

$$P = \sim\frac{2}{3} \times d \times h\left(= \frac{1}{4}d\right) \times \gamma_{solo} \tag{4.23}$$

$$\sigma_t = \frac{P}{A} = \frac{P \times 1m}{d \times 1m} \leq \frac{c(coesão\ do\ solo)}{1{,}5} \tag{4.24}$$

- Caso o solo não tenha coesão e/ou apresente tendência a escorrer entre as enfilagens, independentemente da distância considerada, outros métodos, como CCPh poderão ser necessários.

- Processo interativo de ajuste:
  - Caso as tensões ultrapassem os limites estabelecidos, pode-se reduzir o afastamento S ou escolher um tubo de maior rigidez. A primeira alternativa tende a ser mais adequada, respeitando, no entanto, um afastamento mínimo entre as enfilagens de 1,5D.
  - Recalcular para a nova condição.
  - Repetir o processo até que os resultados sejam satisfatórios.

B. Métodos Numéricos

Métodos mais avançados, apropriados à etapa de projeto básico, visam simular interações complexas entre o solo, as enfilagens e o processo de escavação.

- Descrição: a partir de *softwares* como PLAXIS, FLAC3D ou ZSoil, dentre outros, cria-se um modelo 3D do túnel e do maciço de solo circundante. As enfilagens são modeladas como elementos estruturais (elementos de viga) embutidos na malha do solo.
- Análise: o modelo simula o processo de escavação passo a passo (instalação das enfilagens, escavação de uma seção, instalação do suporte primário). Isso permite uma análise detalhada de:
  - As tensões e deformações no solo;
  - As forças (axiais, cortantes) e momentos fletores desenvolvidos nas enfilagens;
  - A deformação prevista no túnel e o recalque na superfície.

- Vantagens: permite modelar geometrias complexas, condições de solo não homogêneas e o comportamento não linear do solo.

4.3.1.3 CCPh – *Cement Churning Piles* (horizontal)

Em situações quando o topo da calota for escavado em materiais de baixa competência geotécnica, como areias fofas saturadas ou argilas moles, há um risco aumentado do solo fluir entre e/ou sobrecarregar demasiadamente enfilagens injetadas tradicionais, aumentando recalques superficiais ou instabilidades junto à frente de escavação.

Nestes casos, é recomendada a utilização de colunas de CCPh, que é uma variação da técnica *jet-grouting*, executado de forma horizontal ou sub-horizontal, com diâmetros variando de 40 a 80 cm. Pode ser aplicado em uma ou mais linhas, justapostas ou secantes, conforme necessidade do projeto. Um exemplo de aplicação e cálculo / dimensionamento como pré-casca é apresentado na Figura 4.39.

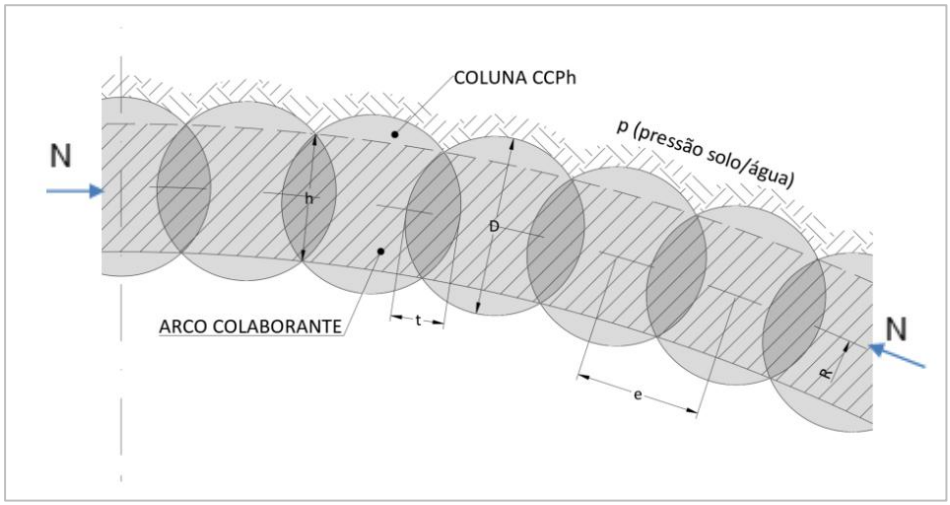


Figura 4.39 Esquema típico de pré-casca em CCPh

Fonte: Elaboração própria (2025)

A determinação do par "D" (diâmetro das colunas) e "e" (espaçamento entre colunas) é dada pela relação apresentada a seguir:

$$\frac{N}{h} = \frac{p \times R}{h} \leq \sigma_{ADM} \rightarrow h \approx \sqrt{D^2 - e^2} \geq \frac{p \times R}{\sigma_{ADM}} \tag{4.25}$$

Sendo (com unidades consistentes entre si):

σ_{ADM} é a tensão resistente admissível da coluna de CCPh;

D é o diâmetro da coluna;
e é o espaçamento entre colunas;
h é a altura/espessura do arco colaborante;
R é o raio médio do arco colaborante;
N é a força normal de compressão no arco colaborante;
t é o transpasse entre colunas.

4.3.1.4 Estabilidade de frente

A manutenção da estabilidade da frente de escavação em túneis convencionais, especialmente em solos, é crucial para garantir a segurança do processo de construção, a integridade da infraestrutura e a preservação do entorno. A frente de escavação representa uma área potencialmente crítica, sujeita a diversos fatores que podem causar rupturas, desestabilizações e colapsos. Por isso, sua estabilidade está diretamente relacionada ao sucesso técnico e econômico da obra. Os mecanismos de ruptura podem ser locais ou globais, incluindo:

A. Ruptura em cunha (deslizamento)

Ocorre em solos coesivos ou coesivo-friccionais, onde há presença de planos de fraqueza bem definidos (fissuras ou camadas inclinadas). A frente cede em forma de uma cunha ou bloco que desliza em direção ao túnel.

B. Ruptura geral da frente

Em solos instáveis com baixa coesão, pode haver escorregamento em larga escala, geralmente em superfícies côncavas ou planas, dependendo da geometria e fatores como excesso de pressão nos poros.

C. Extrusão (flow)

Solos altamente deformáveis e pouco coesivos, como argilas moles e areias saturadas, podem sofrer extrusão na frente de escavação, promovendo o "escoamento" do material para dentro do túnel.

D. Ruptura por pressão hidráulica

Solos saturados sujeitos a elevadas pressões hidrostáticas podem apresentar colapsos causados pelo rompimento hidráulico, quando a pressão da água supera a resistência do solo.

E. Instabilidade local

Queda de pequenas massas ou cunhas limitadas/blocos de solo, que podem ocasionar acidentes pessoais ou a equipamentos junto à frente de escavação. Pode ser elemento indutor de rupturas de maior massa caso se permitam progressões.

Assim:

- Todo projeto de túneis em solo deve realizar uma verificação do potencial de ruptura da frente, por métodos analíticos e/ou computacionais, garantindo sua estabilidade por metodologia justificada. Caso detectadas deficiências neste sentido, deverá promover a estabilização da frente por meio de um ou mais métodos (para definição de campos de aplicabilidade), como:
  - Conformação de um núcleo estabilizador, funcionando como um arrimo por gravidade junto à frente de escavação (Figura 4.40).

Figura 4.40 Núcleo para estabilização da frente de escavação

Fonte: Concreto e Construções (2020)

- Aplicação de camada de proteção de frente (com concreto projetado plano ou semiesférico, por exemplo), reforçada ou não com tela de aço ou de material compósito (ex.: fibra de vidro), aplicando uma tensão confinante junto à frente (por cisalhamento ou compressão), bem como para evitar variações de umidade do material, potencialmente prejudiciais.
- Estabilização com pregagem de frente (*soil nailing*), por meio da inserção de elementos rígidos passivos ancorados no maciço à frente de potenciais cunhas críticas de instabilização, conferindo uma tensão confinante s3 (Figura 4.41).

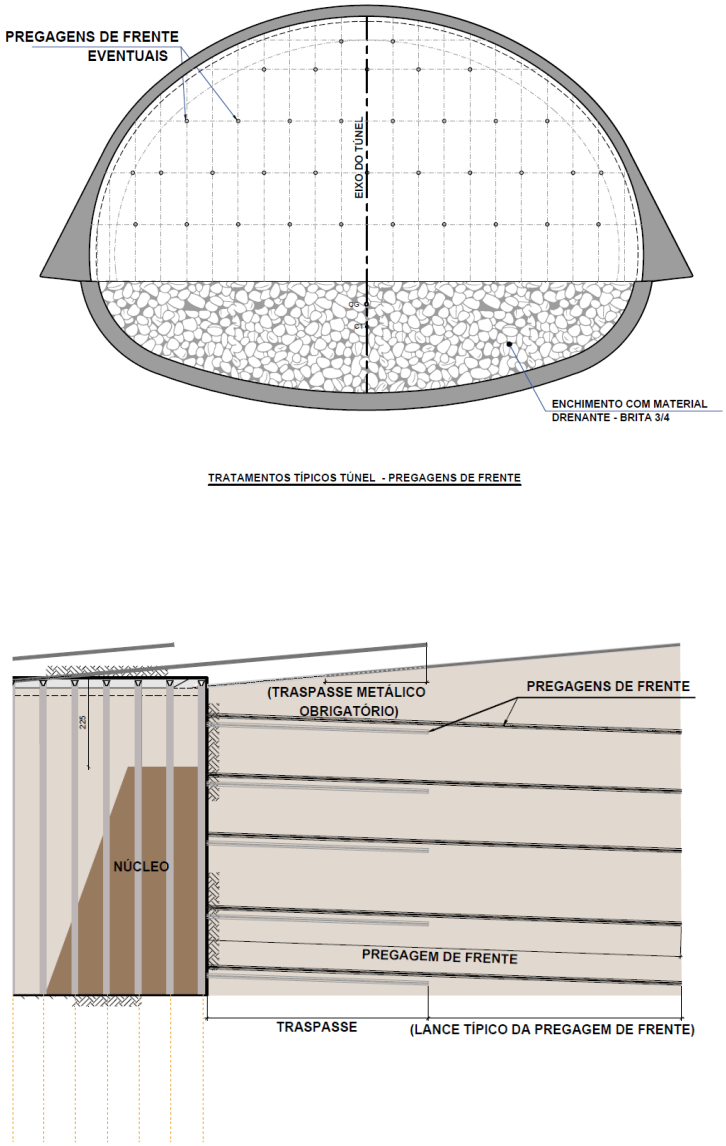


Figura 4.41 Pregagens de frente

Fonte: Elaboração própria (2025)

- Melhoria do solo por injeções ou *jet-grouting*/CCPh (Figura 4.42), conferindo maior coesão. Podem ser reforçadas ou não com elementos rígidos/resistentes à tração e/ou cisalhamento (ex.: barras ou tubos de aço ou de fibra de vidro etc.).

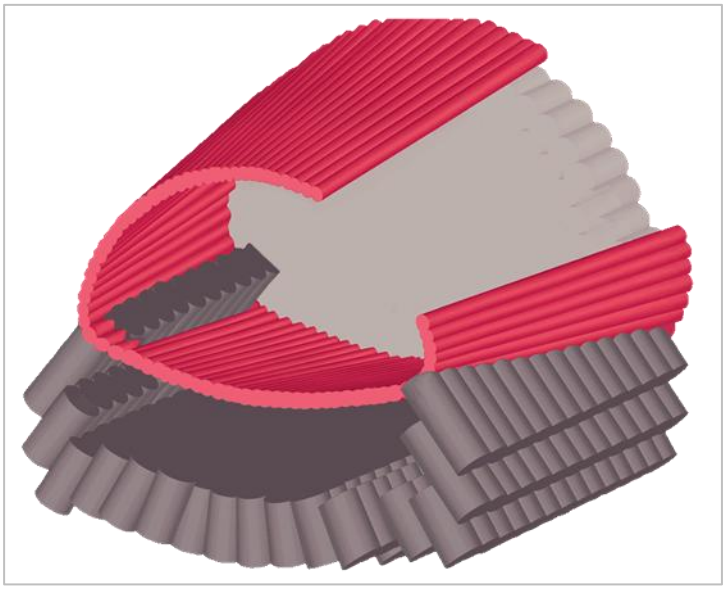


Figura 4.42 Tratamento/melhoria do solo com CCPh e/ou colunas de *jet-grouting*

Fonte: Novatecna (2025)

- Controle/rebaixamento de nível d'água (NA) com a finalidade de melhorar as condições de escavação, aumentando a tensão efetiva do solo, e por conseguinte, a sua resistência ao cisalhamento. Ajuda a evitar problemas relacionados a ruptura hidráulica como *piping* ou fluxos de lama, além de melhorar as condições de trabalho no interior do túnel e a aderência do concreto projetado (Figura 4.43). São exemplos de dispositivos para controle do NA:
  - Barbacãs;
  - Drenos horizontais profundos (DHP) por gravidade (solos granulares) ou a vácuo (solos coesivos);
  - Ponteiras drenantes (em superfície ou no interior do túnel, para rebaixamentos de até 6m), ou;
  - Poços profundos (submersos).

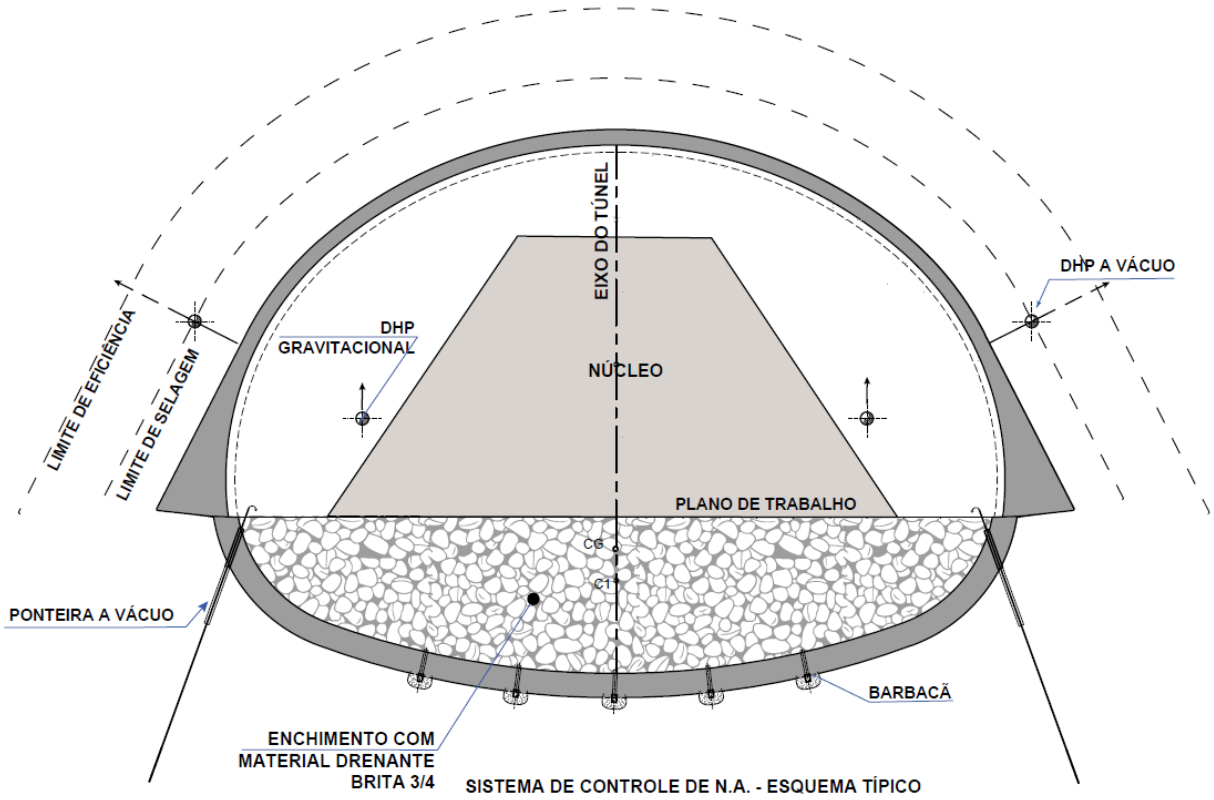


Figura 4.43 Dispositivos para controle de NA

Fonte: Elaboração própria (2025)

- Túnel piloto (Figura 4.44) – sua utilização confere uma série de vantagens para a estabilidade da frente como:
  - Parcializa a frente de escavação reduzindo a área exposta, tirando proveito de efeitos estabilizadores tridimensionais;
  - Conforma uma estrutura equivalente a uma intrusão rígida no maciço;
  - Permite acessar visualmente, investigar e mapear o maciço de forma antecipada à chegada da seção completa de escavação do túnel;
  - Propiciando a oportunidade de adaptar e implementar as soluções mais adequadas para estabilização do maciço (revestimento, tratamentos e sequência executiva), de forma antecipada.

Figura 4.44 Utilização de túnel piloto

Fonte: St. John (2015)

- *Half ou side-drifts* (galerias laterais) trazem benefícios de forma similar a túneis piloto, com algumas otimizações como:
  - Parte do revestimento é aproveitado pela estrutura do túnel principal.
  - Permite o tratamento/conformação da fundação da calota (sapatas, estaqueamento, injeções) de forma antecipada à chegada da calota e do arco invertido completo.
- O congelamento de solo (*freezing*) é especialmente indicado para situações em que a água introduz riscos demasiados à estabilidade das escavações, como:
  - Escavações em solos granulares de elevada permeabilidade e pressão hidrostática, como em areias grossas e pedregulhos, com cenários de vazões e pressões de difícil controle ou baixa eficácia de rebaixamento.
  - Terrenos com muita heterogeneidade e complexidade de materiais, como depósitos aluviais com bolsões de areia, matacões e camadas de argila em presença de água, estabilizando-os de forma indistinta.
  - Presença de estruturas sensíveis a recalques decorrentes de rebaixamentos, em superfície ou em profundidade, como comumente encontrado em ambientes urbanos ou ocupados (*brownfield*).

Quadro 4.12 Aplicabilidade de soluções de estabilização do solo

Tipo de intervenção	Condições de aplicação				
	Solos coesivos	Solos granulares	Presença de matacos	Rochas muito fraturadas	Formações complexas
Núcleo	●				
Proteção de frente	●	●	●	●	
Injeção/*Grouting*	o (1)	●			
Jet-Grouting/CCPh	o (2)	●	o (3)		
Congelamento do Solo		●	●		
Rebaixamento de NA	o (4)	●	●	●	
Pregagens (aço ou fibra)	●	o (5)		o (6)	●
Túnel piloto	●	●	●	●	●
Side/Half Drift	●	●		●	

● Aplicável

O (n) Aplicável com medidas especiais: 1- Injeções químicas; 2- bijato ou trijato; 3 - reforçado com barra ou tubo de aço; 4 - aplicação de vácuo; 5 - injetadas; 6 - alta resistência ao cisalhamento.

Fonte: Adaptado de Russo (2008)

- Para cada condição geotécnica crítica prevista (função dos tipos de solo, condições de NA, coberturas, anisotropias etc.), o projeto deverá especificar a solução a ser adotada, apresentando e justificando adequabilidade da metodologia de cálculo/dimensionamento.

4.3.1.5 Modelagem numérica/computacional (etapa: projeto básico)

As análises computacionais em 2D (Figura 4.45) tratam o túnel como uma estrutura de comprimento infinito (EPD – Estado Plano de Deformação), sendo uma simplificação eficiente para trechos com geologia relativamente constante por trechos. Requerem ferramentas/softwares menos sofisticados e menor capacidade de processamento, porém demandam maiores cuidados na modelagem relativas às considerações dos efeitos tridimensionais decorrentes da presença da frente de escavação.

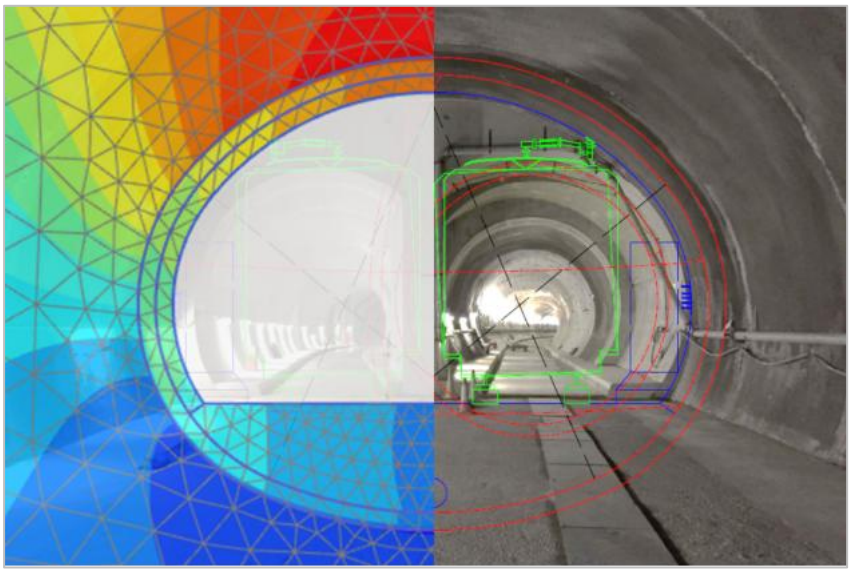


Figura 4.45 Simulação tensão – deformação bidimensional de túneis

Fonte: Ingeoexpert (2025)

A modelagem 3D para túneis escavados em solos (Figura 4.46) permite uma representatividade superior ao lidar com a complexidade de geometrias e interações específicas. Embora tenha custos e tempo associados mais altos, oferece vantagens essenciais para projetos críticos e condições variáveis.

Qualquer que seja o tipo de modelagem, 2D ou 3D, os cuidados na parametrização e nas escolhas de entrada e os modelos constitutivos dos materiais são indispensáveis para assegurar confiabilidade. A análise deve sempre ser conciliada com instrumentação de campo e observações empíricas para calibração e validação dos resultados.

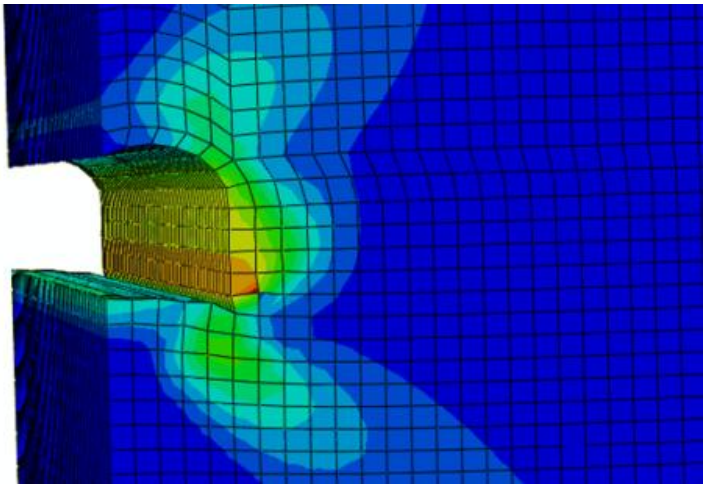


Figura 4.46 Modelagem tridimensional de túneis

Fonte: Sazid & Ahmed (2019)

Quanto à aplicabilidade das simulações numéricas 3D, tem-se o seguinte:

- **Vantagens da análise 3D**
  - Geometria realista: a modelagem 3D permite representar geometrias complexas, como curvas horizontais e verticais do túnel, irregularidades no perfil do terreno, variações de seção transversal e interação com outras estruturas subterrâneas.
  - Distribuição tridimensional de esforços e deslocamentos: em projetos de túneis em solo, o comportamento tridimensional, como a redistribuição de tensões em torno da escavação e os efeitos de confinamento tridimensional, torna a análise mais próxima da realidade.
  - Interação com reforços: a interação solo-estrutura de elementos de reforço (tirantes, chumbadores, enfilagens, fibras no concreto projetado), quando necessária, pode ser mais bem simulada em três dimensões (requer uma modelagem criteriosa dos elementos).
  - Compatibilidade com sequências construtivas: a modelagem 3D é capaz de simular etapas construtivas específicas, como escavações parciais, avanço com frente segmentada e aplicação gradual de suporte, importantes no método NATM.
  - Variações de solo: solos com camadas inclinadas, falhas ou variações espaciais significativas são melhor representados em 3D.
- **Desvantagens da análise 3D**
  - Maior tempo de processamento: a modelagem 3D demanda maior poder computacional e tempo de simulação, especialmente para grandes modelos ou refinamentos complexos.
  - Complexidade na preparação da modelagem: é necessário um maior detalhamento na definição de dados de entrada, malha e condições de contorno.
  - Custo operacional elevado: requer licenças de softwares especializados, configuração de hardwares robustos e maior conhecimento técnico.
  - Dificuldade na validação: resultados 3D são mais difíceis de validar diretamente com métodos analíticos simples devido à complexidade do sistema.
- **Quando utilizar análises 3D?**
  - Necessária quando há variação geométrica significativa ao longo do eixo longitudinal (curvas, bifurcações).
  - Recomendável em maciços heterogêneos, presença de falhas ou onde ocorrem interações com estruturas próximas.

- Justifica-se em regiões críticas, como cruzamentos entre túneis existentes ou análises de compatibilidade de suportes em construções complexas.

Alguns cuidados são especialmente relevantes em análises 3D:

- **Dados de entrada**
  - Propriedades do solo: a precisão nas propriedades dos materiais é essencial, incluindo parâmetros geotécnicos como coesão (c), ângulo de atrito (φ), módulos de elasticidade e rigidez (ou parâmetros similares de acordo com o modelo constitutivo adotado para representar o maciço), tensão não drenada/cu (em argilas) e coeficientes de poropressão.
  - Condicionantes geomecânicos locais: a modelagem deve representar as variações de camadas de solo ou solo-rocha, presença de falhas e descontinuidades.
  - Condições de contorno: devem-se aplicar corretamente as condições de fronteira para evitar efeitos de perturbações ou resultados imprecisos. Exemplos incluem definição de condições fixas ou elastoplásticas nas bordas laterais.
  - Tensões iniciais: é fundamental ajustar o estado de tensões in situ corretamente, incluindo tensões horizontais e anisotropias.
- **Escolha dos tipos de elemento**
  - Tipos de elementos utilizados:
    - Sólidos 3D (tetraédricos ou hexaédricos): utilizados para representar o maciço do solo.
    - Elementos de casca (shell): ideais para modelagem de revestimentos de concreto projetado.
    - Elementos de interface: aplicados para representar o comportamento de interação solo-estrutura ou interfaces entre camadas.
    - Elementos lineares (barra): utilizados para simular tirantes e chumbadores.
- **Malha adequada**
  - Refinamento em áreas críticas (próximas à escavação) para maior precisão.
  - Malha coesa e simples nas regiões distais para otimizar tempo de processamento.

4.3.1.5.1 Modelos constitutivos, dados de entrada e ensaios

Quanto ao comportamento de materiais que compõem o maciço, vale notar que solos ao redor de túneis são altamente não lineares e dependentes de diversos fatores, como tensões iniciais, rigidez, resistência e histórico de carregamento. Para representar esse comportamento de forma adequada em análises numéricas, utilizam-se modelos constitutivos, que descrevem matematicamente a relação entre tensões e deformações. Alguns dos modelos comumente aplicáveis a túneis em solo são apresentados no Quadro 4.13 (não exaustivo).

No contexto de projetos de túneis, a seleção do modelo constitutivo é fundamental, pois influencia diretamente a previsão de deslocamentos, esforços internos e a interação solo-revestimento. Cada modelo possui diferentes graus de complexidade, exigindo parâmetros de entrada específicos, que devem ser obtidos a partir de ensaios laboratoriais e de campo.

Cabe ao projetista a definição de qual/quais modelos são mais representativos dos materiais que compõem o maciço circundante ao túnel e justificar a escolha no memorial de cálculo.

Quadro 4.13 Modelos constitutivos para túneis em solo (continua)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Mohr-Coulomb (MC)	- Modelo elastoplástico perfeito com critério de ruptura linear por atrito e coesão em tensões efetivas. - Representa bem o envelope global de resistência, com dilatância opcional. - Simples, robusto e amplamente disponível em softwares, porém com rigidez constante e sem degradação realista da rigidez com o nível de tensão ou com a amplitude da deformação.	- Estudos preliminares e verificação de estabilidade de taludes e emboques de túneis. - Análises onde a estimativa global de resistência é mais importante que a previsão precisa de deformações. - Solos granulares compactos e argilas rígidas em que variações de rigidez com tensão podem ser simplificadas. - Útil quando se requer rapidez e estabilidade numérica. - Limitações: pode superestimar deformações, concentrar plastificação e não reproduz bem descarregamentos.	- Resistência: c' e φ' (ou c e φ, conforme critério escolhido). - Dilatância: ψ. - Rigidez: E e ν (ou G e ν). - Pesos específicos (natural e saturado). - Coeficiente K_0 inicial; tipo de drenagem na análise (drenado ou não drenado). - Opcional: limite de tração.	- Triaxiais UU, CU e CD para c' e φ' (ou c e φ) e ψ. - Cisalhamento direto para resistência ao atrito. - Edométrico para compressibilidade e K_0 indireto. - Pressiométrico ou dilatométrico (DMT) para módulos em campo. - CPTu e SPT para perfis e correlações de rigidez e resistência.
Hardening Soil (HS)	- Modelo com enrijecimento por deformação, baseado em lei hiperbólica, com rigidez dependente do nível de tensão e diferenciação de rigidez em carregamento primário, compressão unidimensional e descarregamento - recarregamento. - Ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb, com *hardenings* de cisalhamento e de compressão.	- Projetos de túneis em solo onde a previsão de deformações é relevante (convergências e recalques). - Análises por etapas construtivas. - Solos granulares e argilas médias a rígidas em que a rigidez cresce com o confinamento. - Estimativa mais realista de resposta sob diferentes trajetórias de tensão. - Menos indicado como modelo principal para argilas muito moles normalmente consolidadas (onde modelos de estado crítico tendem a representar melhor).	- Resistência e volume: c', φ', ψ. - Rigidez em referência: E_{50ref}, E_{oedref}, E_{urref}. - Expoente de dependência de tensão: m. - Tensão de referência: p_{ref}. - Fator de ruptura hiperbólica: R_f. - Poisson em descarregamento recarregamento. - K_0. - Pesos específicos. - Tipo de drenagem.	- Triaxiais CU e CD instrumentados para curvas tensão-deformação e extração de E_{50} e R_f, além de c' e φ' e ψ. - Edométrico incremental e CRS para E_{oed}. - Pressiométrico ou DMT para E_{ur} e m sob tensões *in situ*. - CPTu para perfis contínuos e estimativa de rigidez e resistência. - Ensaios de laboratório com controle de caminho de tensões para calibração refinada.

Quadro 4.13 Modelos constitutivos para túneis em solo (continuação)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Hardening Soil com Pequenas Deformações (HSS)	- Extensão do HS que introduz rigidez a cisalhamentos muito pequenos e sua degradação com a amplitude de deformação, capturando a resposta quase elástica para deformações extremamente baixas. - Mantém o *hardening* de cisalhamento e compressão do HS e melhora a compatibilidade com leituras de monitoramento de pequena magnitude.	- Túneis urbanos e emboques onde se exige previsão realista de pequenos deslocamentos e recalques milimétricos. - Avaliação de esforços no revestimento primário em estágios iniciais. - Solos granulares e argilas rígidas com resposta elástica pronunciada em pequenas deformações. - Projetos com instrumentação e método observacional. - Fundamental quando a comparação com leituras de campo se dá em níveis de deformação muito baixos.	- Todos os parâmetros do HS ($c', \varphi', \psi, E_{50ref}$, E_{oedref}, E_{urref}., m, p_{ref}, R_f, K_0, pesos). - Rigidez a pequeno cisalhamento: $G_{0\mathrm{ref}}$ (ou V_s e massa específica para obter G_0);. - Parâmetro de degradação em pequenas deformações: gama 0,7 (ou parâmetro equivalente de curva G sobre G_0). - Tipo de drenagem.	- Coluna ressonante e torção cíclica para G_0 e curva de degradação G sobre G_0. - *Bender elements* e ensaio sônico para V_S *in situ* ou em amostra indeformada. - Triaxial cíclico de baixa amplitude para calibrar gama 0,7. - Pressiométrico ou DMT para E_{urref} e dependência com tensão. - Edométrico e triaxiais CU e CD para resistência e parâmetros do HS subjacentes. - CPTu para perfis de rigidez e OCR indicativo.
Drucker-Prager (DP)	- Critério de escoamento dependente da pressão com superfície cônica suave que aproxima Mohr-Coulomb no espaço de tensões. - Facilita a convergência numérica e é conveniente em análises 3D. - Pode superestimar resistência sob baixos confinamentos por suavizar os cantos de Mohr-Coulomb.	- Análises 3D de túneis em maciços com ampla faixa de níveis de tensão. - Rochas brandas e solos cimentados, ou quando a suavização do critério melhora a estabilidade numérica. - Situações em que a fidelidade à forma poligonal de Mohr-Coulomb é menos crítica. - Usar com cautela quando os estados próximos a baixa confinamento controlam a segurança.	- Parâmetros do cone: alfa e k (ou equivalentes ajustados para reproduzir c' e φ' sob condição de referência, por exemplo, em compressão triaxial). - Rigidez: E e ν (ou G e ν). - Dilatância: ψ. - Pesos específicos. - K_0. - Tipo de drenagem. - Opcional: limite de tração.	- Triaxiais CU e CD para calibrar a aproximação do envelope e obter resistência e dilatância. - Cisalhamento direto como apoio para φ'. - Pressiométrico ou DMT para módulos elásticos em campo. - Ensaios com caminhos de tensão variados para ajustar a equivalência Mohr-Coulomb versus Drucker-Prager no regime de interesse.

Quadro 4.13 Modelos constitutivos para túneis em solo (conclusão)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Cam Clay Modificado (MCC)	- Modelo de estado crítico para argilas normalmente e levemente sobreconsolidadas, com superfície de escoamento elíptica e enrijecimento por consolidação volumétrica. - Representa acoplamento tensão-volume, evolução de poropressões e dependência da resposta com a história de tensões.	- Túneis em argilas moles a médias com história de tensões conhecida ou estimável (OCR e tensão de pré-adensamento). - Previsão de poropressões e recalques associados a descarregamento próximo ao emboque. - Análises drenadas e não drenadas onde a compressibilidade governante é crucial. - Não indicado para areias e solos fortemente estruturados sem extensões específicas.	- Inclinações e curvaturas do estado crítico: M. - Índices volumétricos equivalentes: lambda e kappa (deriváveis de C_C e C_R). - Estado inicial: "e" inicial, pressão de pré-adensamento p'_C ou OCR. - Rigidez elástica volumétrica e parâmetros auxiliares do modelo (conforme implementação). - Pesos específicos; K_0; permeabilidade para análises acopladas; tipo de drenagem.	- Edométrico incremental e CRS para lambda, kappa, e inicial e p'_C. - Triaxiais CU e CD para M e verificação do estado crítico. - Consolidação isotrópica e anisotrópica controlada para história de tensões. - CPTu para estimativa de OCR e p'_C ao longo do perfil. - Ensaios de permeabilidade em laboratório para k, quando necessário.x’

Fonte: Elaboração própria (2025)

A seguir é apresentada uma sequência lógica recomendada para o desenvolvimento de simulações computacionais para túneis em solo.

1) Definição do modelo geométrico:

Desenhar a seção transversal do túnel, as camadas de solo e os limites do modelo (fronteiras). Vários programas, inclusive, conseguem importar arquivos em formatos geométricos abertos (ex.: .dxf), criados por programas tipo CAD. Deve-se evitar simplificações da estratigrafia do maciço por extrapolações horizontais, em geral decorrentes da falta de informações (dados de sondagens realizados apenas junto ao eixo do túnel e ausência de ensaios geofísicos) acerca da variabilidade na transversal das camadas de solo. Isso oculta potenciais efeitos de assimetrias e distorções no modelo, levando a soluções e dimensionamentos contra a segurança.

O revestimento do túnel pode ser modelado basicamente de duas formas:

a) Elementos lineares de barra, tipo *beam* (Figura 4.47):

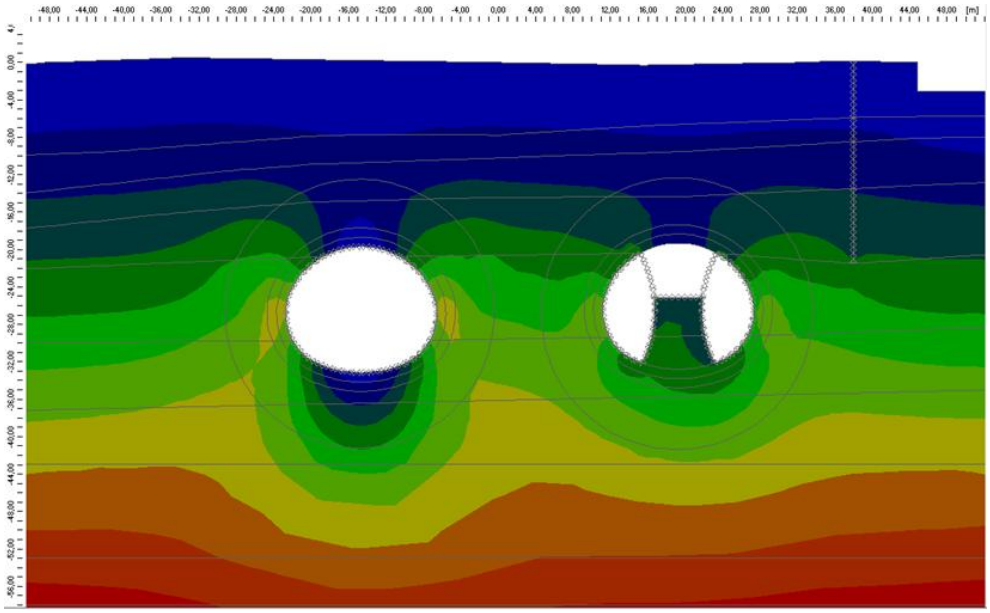


Figura 4.47 Modelo 2D em MEF com revestimento em elementos lineares tipo *beam*

Fonte: Fine (2025)

- Vantagens:
  - Torna mais fácil a definição geométrica do modelo, ao simplificar a estrutura do túnel por uma linha segundo a linha externa (recomendada, mais conservadora) ou central do revestimento.
  - Reduz a quantidade de elementos discretizados, consumindo menos recursos computacionais.

- Facilita a obtenção dos diagramas M x N (momentos fletores e forças normais, respectivamente) ao longo de todo o perímetro do revestimento, permitindo plotagens sobre os diagramas de interação M x N de forma contínua.

- Desvantagens:
  - Maior dificuldade de simular e verificar a interação da calota com o solo pela ausência de uma sapata no modelo distribuindo as tensões em sua base.
  - Menor aderência ao processo de parcializações da escavação, com surgimento de muitos pontos com angulações agudas e surgimento de singularidades.

b) Elementos sólidos planos, tipo *plane*/2D *Solid* (Figura 4.48):

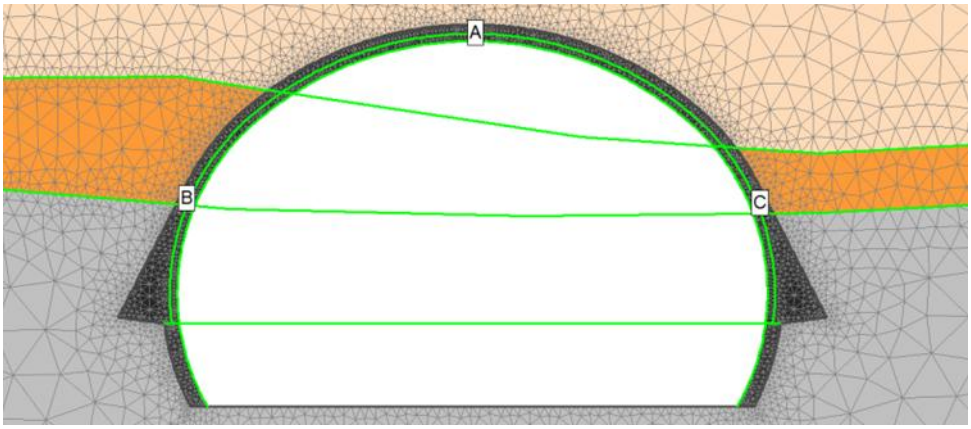


Figura 4.48 Modelo em MEF com revestimento como elementos sólidos 2D

Fonte: Elaboração própria (2025)

- Vantagens:
  - Permite a simulação em detalhes da forma do revestimento, com suas respectivas variações de espessura.
  - Permite a simulação do caminhamento das tensões de compressão por efeitos de biela de forma mais adequada.
  - Simula melhor o efeito de apoio do solo junto à sapata da calota e como as tensões se distribuem junto à base.
  - Apresenta melhor comportamento da estrutura em situações com singularidades geométricas devidas a parcializações (ex.: *side-drifts* etc.).

- Desvantagens:
  - Necessidade de discretização refinada no interior do revestimento para melhores convergências numéricas e representação das tensões.

- Maior requerimento computacional.
- Os pares M x N devem ser obtidos em geral por pesquisas (*query*) em seções determinadas criteriosamente, nas regiões onde se observam maiores tensões absolutas (indicadores de maiores compressões e/ou maiores momentos), deduzidos das tensões principais s1 e s3 (ou sxx ou syy a depender das direções consideradas, horizontal e vertical, respectivamente) segundo as relações:

$$\sigma_{max,min} = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{A} \tag{4.26}$$

$$N = A \times \frac{\sigma_{max} + \sigma_{\min}}{2} \tag{4.27}$$

$$M = W \times \frac{|\sigma_{\max}| - |\sigma_{\min}|}{2} \tag{4.28}$$

2) Geração da malha de elementos finitos

Discretizar o domínio em elementos finitos, com maior refinamento ao redor da escavação e no interior do revestimento (quando utilizados elementos sólidos planos):

- Recomenda-se priorizar sempre que possível uma grande quantidade de elementos de menor ordem (como os triangulares quadráticos de 6 nós) em vez de elementos de ordens superiores (como quadrados de 8 nós, por exemplo) que em geral terão que ser gerados em menor número por limitações computacionais.
- É boa prática discretizar as interfaces criteriosamente de modo a gerar elementos com boa regularidade, controlando os fatores de forma, a fim de evitar problemas de convergência, interpolações grosseiras e singularidades. Alguns programas possuem geradores de malha muito robustos, ao passo que alguns outros requerem maior cuidado na geração e controle.

3) Definição das condições iniciais/condições de contorno

- Os limites geométricos do modelo deverão ser distantes o suficiente para que não interfiram nos resultados (efeitos de bordo, perturbações) nas regiões de interesse (revestimento e adjacências). Deste modo, recomenda-se uma distância de pelo menos 2 diâmetros (do túnel) em relação às suas extremidades para com as laterais e face inferior do modelo.
- Atentar às restrições de graus de liberdade junto aos limites, em geral deixando fixos os deslocamentos horizontais e livres os deslocamentos verticais nas laterais, e de

forma oposta na face inferior. Na face superior do modelo, em geral representada pela superfície do terreno, podem-se deixar todos os graus livres.

4) Determinação das tensões iniciais

- O cálculo do estado de tensões iniciais no maciço (antes da escavação) é geralmente realziado considerando apenas as tensões geostáticas (gravitacionais) no caso de solos, e executado de forma automatizada pela maioria dos *softwares* de dimensionamento de túneis, ao se calcularem as tensões e se anular o campo de deformações correspondente.
- Quanto aos parâmetros de entrada, além dos pesos próprios dos materiais e da força gravitacional, recomenda-se utilizar um K_o (relação entre as tensões horizontais e verticais) obtidos por meio de ensaios de campo.

5) Simulação da Escavação em Fases

- Simular a sequência construtiva do NATM (ex: escavação de *side-drifts*, *half-drift*, da calota, rebaixo, arco invertido).
- A simulação numérica deverá levar em conta a metodologia executiva e as parcializações propostas pelo projeto para a seção de escavação, verificando como o maciço se comporta e interage com os revestimentos e tratamentos conforme são aplicados, ganham rigidez e resistência e transferem os esforços para as porções que vão sendo sequencialmente adicionadas.
- Esta etapa poderá gerar necessidades de revisões no projeto em função dos resultados obtidos pelas análises iniciais.

6) Simulação do Efeito de Frente de Escavação

Este é um ponto crítico para a validade de uma análise em 2D, dado que o avanço da frente de escavação é um processo tridimensional em que o maciço à frente da face de escavação se deforma antes mesmo de uma determinada seção ser atingida e antes do suporte ser instalado. Além disso, os efeitos de arqueamento longitudinal promovem um crescimento dos carregamentos conforme a frente de escavação avança (item 6 da subseção. 4.3.1.1).

Nas simulações computacionais o efeito da frente de escavação pode ser realizado de diversas maneiras, cada qual com vantagens e desvantagens, a depender das características do maciço e da sequência executiva proposta. A seguir, são apresentas algumas das principais metodologias.

a) Método 1 – Aplicação de Fator de Alívio

A forma mais consagrada de simular o efeito tridimensional da frente é o Método de Relaxação de Tensões (*Stress Relaxation Method*), também conhecido como "Fator de Alívio" (α) ou relacionado ao Método de Convergência-Confinamento:

- Conceito: a ideia é que, quando o suporte é instalado em uma seção bidimensional, parte do alívio total de tensões já ocorreu. O Fator de Alívio (α) representa a porcentagem da tensão inicial que é "descarregada" antes da instalação do suporte.
- Aplicação prática: no programa de elementos finitos, juntamente com a "remoção" do solo de uma dada fase de escavação, não se instala o revestimento imediatamente. Primeiro, aplica-se uma força de mesma magnitude, porém de sentido contrário aos esforços do maciço que atuam sobre o perímetro escavado (de dentro para fora), criando uma condição de equilíbrio. Em seguida, aplica-se um fator correspondente a $(1 - \alpha)$ da tensão original, procurando simular a parcela de deformação que ocorre a uma dada distância considerada de avanço (ver Figura 4.49), de forma cíclica e progressiva (avanço – alívio – revestimento).

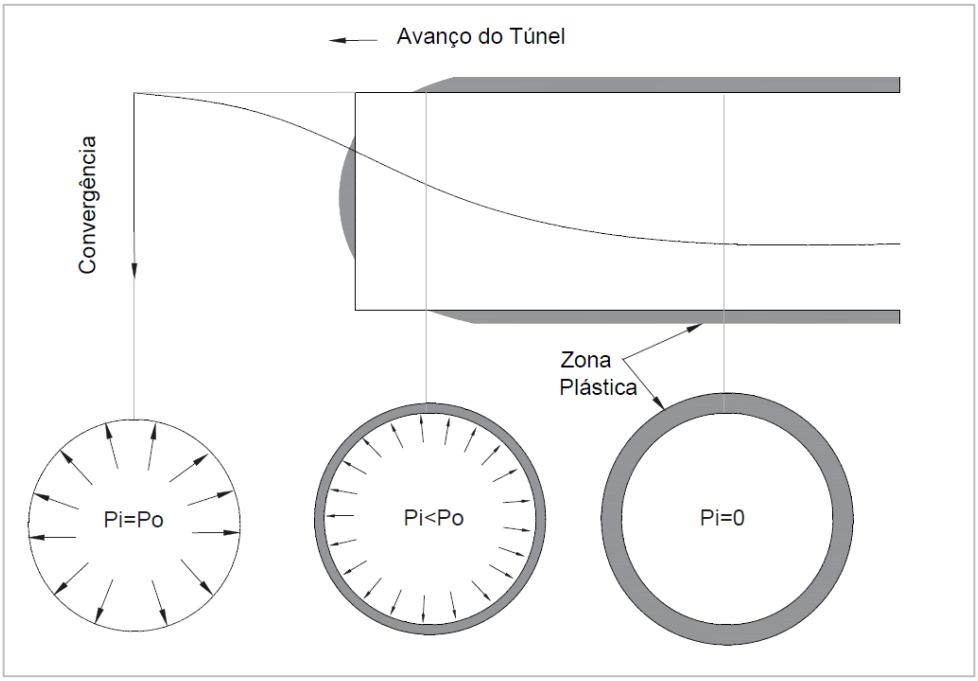


Figura 4.49 Método de relaxação de tensões (*stress relaxation method*) – Fator de alívio α

Fonte: Hoek (1999)

- Calibração do fator: o valor de α não é universal. Depende da relação entre a rigidez do maciço e a do suporte, da velocidade de avanço e da geometria. Valores iniciais típicos variam de 30 % a 50 %, porém, devem ser calibrados com base em medições de campo de projetos similares, modelos 3D ou correlações empíricas.

b) Método 2 – Degradação de núcleo

Este método procura replicar o comportamento tridimensional da frente de escavação em uma simulação bidimensional, onde a resistência axial no núcleo do solo (região à frente do avanço do túnel) é incluída como um fator de correção na análise.

- Conceito: o método de degradação de núcleo (*core degradation method*) baseia-se na idealização de que a resistência oferecida pelo solo na frente de escavação é progressivamente reduzida à medida que a escavação do túnel avança.
- Aplicação prática:

  A escavação do respectivo avanço é representada pela redução inicial do módulo de elasticidade do solo localizado dentro dos limites geométricos do avanço para cerca de 40 % a 60 % do seu valor original, ou alternativamente substituir o solo original por um solo “virgem”, ou seja, não inicialmente carregado.

  Isso visa provocar uma pré-deformação do solo antes da instalação do suporte, seguindo da mesma forma a proposta de escalonamento.

  A extensão da redução do módulo ocorre apenas na região onde a escavação acontece, ou seja, na porção parcializada que está sendo escavada no momento considerado (*side-drift*, *half-drift*, calota, bancada, arco invertido – *invert* - etc.).

  O valor de redução de 40 – 60 % é frequentemente utilizado e representa uma faixa típica (Mohr e Pierau, 2004; Coulter e Martin, 2004). Uma redução maior resultará em deformações maiores do solo circundante, enquanto uma redução menor resultará em deformações menores e maiores esforços no suporte. Deve-se proceder, de forma similar ao método do fator de redução (Método 1), uma análise de sensibilidade e calibragem relacionada ao valor real de redução.

  Em seguida, são aplicados/ativados os elementos de suporte conforme as premissas de projeto para representar a instalação do suporte inicial. Como o concreto projetado ainda não terá desenvolvido sua resistência de projeto nesta fase, propriedades elásticas reduzidas (módulo) do concreto projetado são inicialmente consideradas, correspondendo a cerca de 1/3 do módulo do concreto projetado endurecido.

  Durante os estágios subsequentes da simulação, o módulo do concreto projetado é então aumentado para a sua resistência de projeto aos 28 dias, representando um revestimento de concreto projetado totalmente endurecido.

  O solo dentro da respectiva galeria é finalmente removido, completando assim a escavação e o suporte dentro do avanço.

  Essa sequência se repete até que todas as parcelas da geometria final da seção transversal do túnel tenham sido escavadas e suportadas.

7) Instalação do suporte/revestimento

a) Revestimento primário:

O suporte é ativado progressivamente segundo os elementos que representam uma dada camada do revestimento (concreto projetado, cambotas). É especialmente importante considerar a evolução da rigidez e resistência do concreto projetado, em função do tempo transcorrido desde sua aplicação (Figura 4.50), assim como o escalonamento das espessuras determinadas em projeto, em função da distância à frente de escavação.

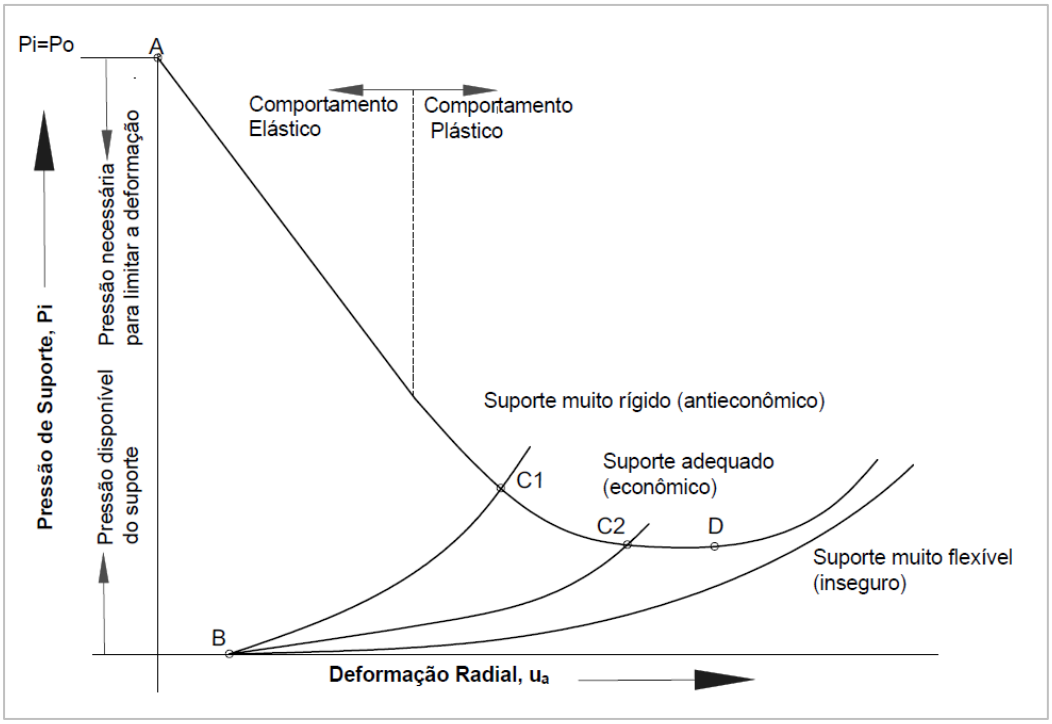


Figura 4.50 Método convergência-confinamento em diferentes estratégias de revestimento

Fonte: Adaptado de Verman (2009)

Esta etapa se integra ao processo evolutivo iniciado na etapa 6 (avanço → alívio f(x) – revestimento f(x,t)), onde x é a distância à frente e t é o tempo transcorrido desde a aplicação do concreto projetado.

b) Revestimento secundário/final:

A instalação do revestimento secundário ou final do túnel geralmente ocorre quando todas as deformações da abertura do túnel cessaram.

O revestimento final é carregado apenas a longo prazo, resultante de uma deterioração (parcial) do suporte inicial (revestimento primário de concreto projetado), de efeitos reológicos de longo prazo e da água subterrânea, caso seja aplicável.

A modelagem do revestimento final dentro de um modelo numérico de interação solo-estrutura é considerada a mais apropriada e pode seguir diretamente após a instalação do suporte inicial, conforme descrito abaixo:

- Ativam-se os elementos estruturais que representam o revestimento final do túnel.
- Todos os elementos de suporte temporário sem proteção anticorrosiva devem ser desativados.
- Se a água subterrânea for considerada agressiva e for possível presumir que o revestimento inicial de concreto projetado se deteriorará sensivelmente a longo prazo, assume-se que nenhuma função de suporte contribuinte pode ser derivada dele.
- De forma prática, uma maneira de considerar os efeitos de longo prazo no revestimento final pode ser feita pela redução de 50 %[7] da capacidade estrutural do revestimento primário. Isto pode ser simulado pela remoção de elementos correspondentes do revestimento primário, ou pela redução de seu módulo de elasticidade, resultando em cargas do solo impostas ao revestimento final a longo prazo.
- Em revestimentos dotados de sistemas de impermeabilização (Figura 4.50) não drenados ou parcialmente drenados, com uso de mantas de PVC ou PEAD por exemplo (tipo submarino ou guarda-chuva), além das cargas do solo, o revestimento secundário de concreto será carregado, e apenas ele, com as cargas hidrostáticas do maciço. Esse caso de carregamento geralmente ocorre de forma antecipada a quaisquer cargas do solo e deve ser considerado separadamente nos cálculos.

Adicionalmente, dado que o sistema de impermeabilização está geralmente embutido entre o revestimento inicial de concreto projetado e o revestimento final, a manta atuará como uma camada que impede a transferência de tensões de cisalhamento entre o primário e o secundário. Portanto, devem ser utilizadas juntas/elementos de interface que simulem essa camada de "deslizamento", permitindo apenas a transferência de esforços radiais de compressão de um para o outro.

[7] Adaptado de FHWA – Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements

8) Análise dos resultados:

Após o término do processamento, havendo esse atendido aos critérios de convergência numérica pré-estabelecidos (em geral, adotar os valores *default* dos programas é uma boa prática, salvo situações específicas justificadas), devem ser avaliados, para cada etapa de escavação:

- As magnitudes dos deslocamentos do revestimento – recalques absolutos e relativos;
- As deformações – convergências/divergências das cordas (C1, C2, C3, Cn...), distorções, abaulamentos etc.;
- As tensões e plastificações que ocorrem no maciço;
- Os esforços (M x N) que atuam no revestimento;
- Recalques absolutos e diferenciais que ocorrem em superfície ou em profundidades onde existem outros ativos/estruturas (túneis, galerias, tubulações, fundações etc., como descrito na subseção 4.1.6).

Em termos de aceitabilidade de critérios de deslocamentos e resistência, têm-se:

- Deslocamentos/deformações: Comparar os deslocamentos calculados (convergência das paredes, recalque da superfície, recalques em profundidades) com os limites admissíveis definidos em projeto, que são baseados na tolerância de estruturas vizinhas e na funcionalidade do próprio túnel.
- Zonas de Plastificação: Verificar a extensão da zona plastificada ao redor do túnel. Uma zona excessivamente grande pode indicar instabilidade.
- Esforços no Revestimento: Verificar os esforços (força axial e momento fletor) no revestimento primário. Utiliza-se um diagrama de interação N-M para garantir que a seção de concreto projetado não atinja a ruptura (Figura 4.51).
- Fator de Segurança: Análise do fator de segurança global do maciço por meio de técnicas de redução da resistência (*Shear Strength Reduction Factor* – SSRF).

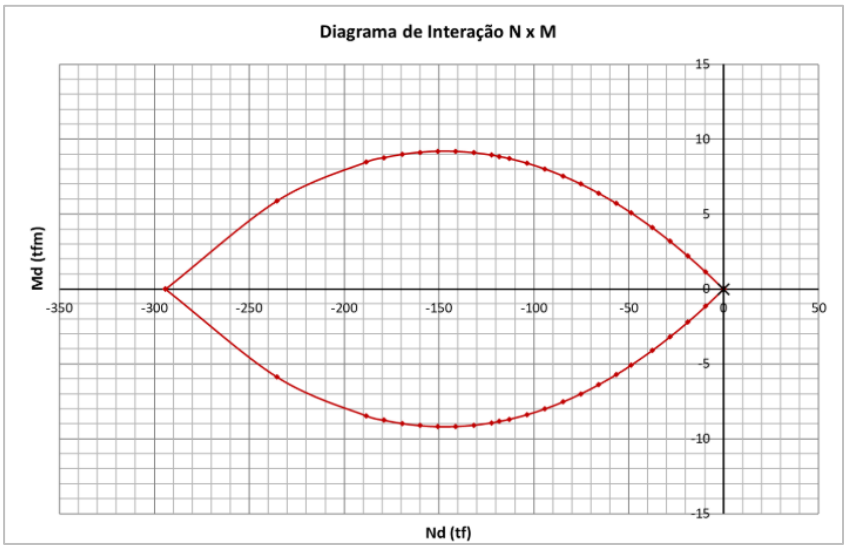


Figura 4.51 Exemplo de diagrama de interação M x N

Fonte: Elaboração própria (2025)

4.3.2 Túneis em rocha

4.3.2.1 Pré-dimensionamento de túneis em rocha

Na prática de projeto de túneis escavados em maciços rochosos, uma etapa fundamental é a do pré-dimensionamento baseado em metodologias empíricas e semi-empíricas como a originalmente proposta por Bieniawski (1989) em suas diretrizes baseadas no RMR e recentemente revista por Bieniawski & Lowson (2013), ou a proposta por Barton *et al.* (1974) baseada no Sistema Q, cuja versão mais recente fora elaborada por Grimstad *et al.* (2002).

Essas diretrizes, baseadas em anos de experiências e observações de seus autores, projetistas e consultores em inúmeros projetos de túneis ao redor do planeta, resultaram em pontos de partida criteriosos aos projetos de túneis, não dispensando, porém, uma análise aprofundada de cada caso.

A seguir, é apresentada uma sugestão de um critério para a realização do pré-dimensionamento:

1) Definição de correlações entre sistemas de classificação. De modo a estabelecer uma base de comparação adequada entre os sistemas RMR e Q (por exemplo, adotar outras conforme necessidades específicas de cada projeto), deve-se correlacionar um índice ao outro, levando em consideração as respectivas peculiaridades. Na literatura disponível, encontra-se inúmeras correlações, tais quais expostas na Figura 4.50.

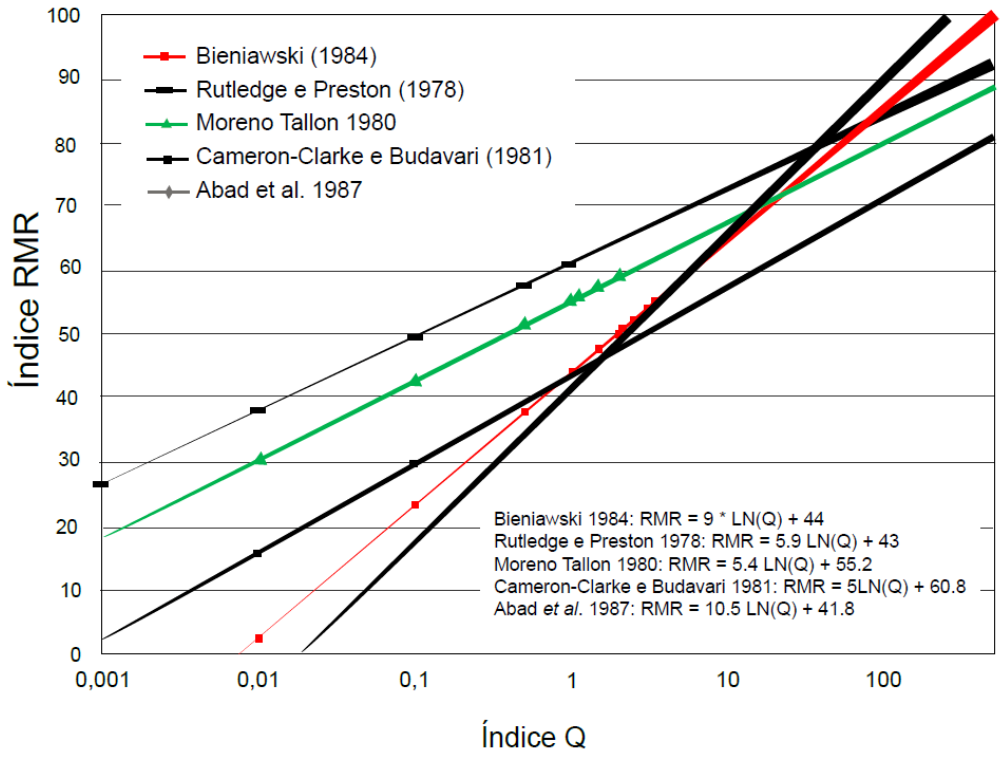


Figura 4.52 Correlações disponíveis entre RMR e Q

Fonte: Os próprios autores citados

O projetista deverá informar e justificar qual das correlações será considerada.

2) Determinação das espessuras do revestimento, espaçamento e comprimento das ancoragens:

a) Diretrizes Bieniawski-Lowson, 2013 (RMR)

Seguem as diretrizes (*guidelines*) propostas por Bieniawski e Lowson em 2013, onde foi introduzido o parâmetro *tunnel span* – maior vão livre do túnel, diferenciando das versões anteriores, onde os valores sugeridos partiam da premissa de um túnel de largura fixa de 10 m.

- Espessura do revestimento (Figura 4.53):

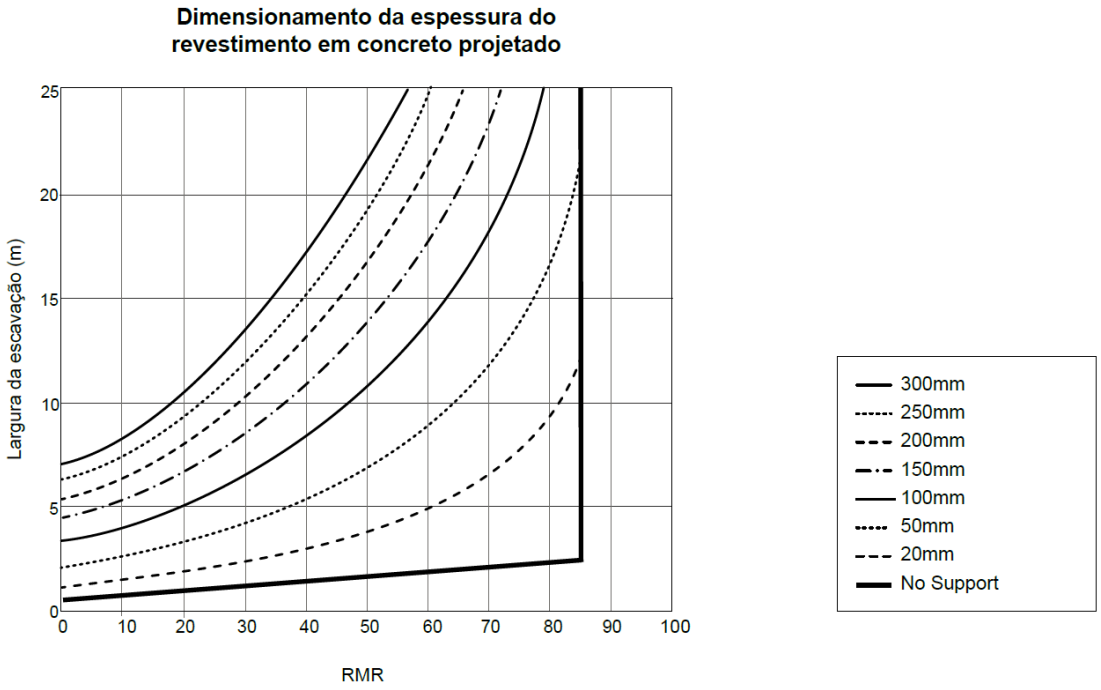


Figura 4.53 Pré-dimensionamento da espessura do revestimento em concreto projetado

Fonte: Bieniawski-Lowson (2013)

- Espaçamento entre ancoragens (tirantes ou chumbadores) por classes de maciço (Figura 4.54 e Tabela 4.5):

$$S_b = 0{,}5 + 2.5\frac{(RMR-20)}{65} \qquad 20 < RMR \leq 85 \qquad (4.29)$$

$$S_b = 0{,}5 + 2.5\frac{(RMR-10)^{1,5}}{140} \qquad 10 < RMR \leq 20 \qquad (4.30)$$

$$S_b = 0.25\ m \qquad RMR \leq 10 \qquad (4.31)$$

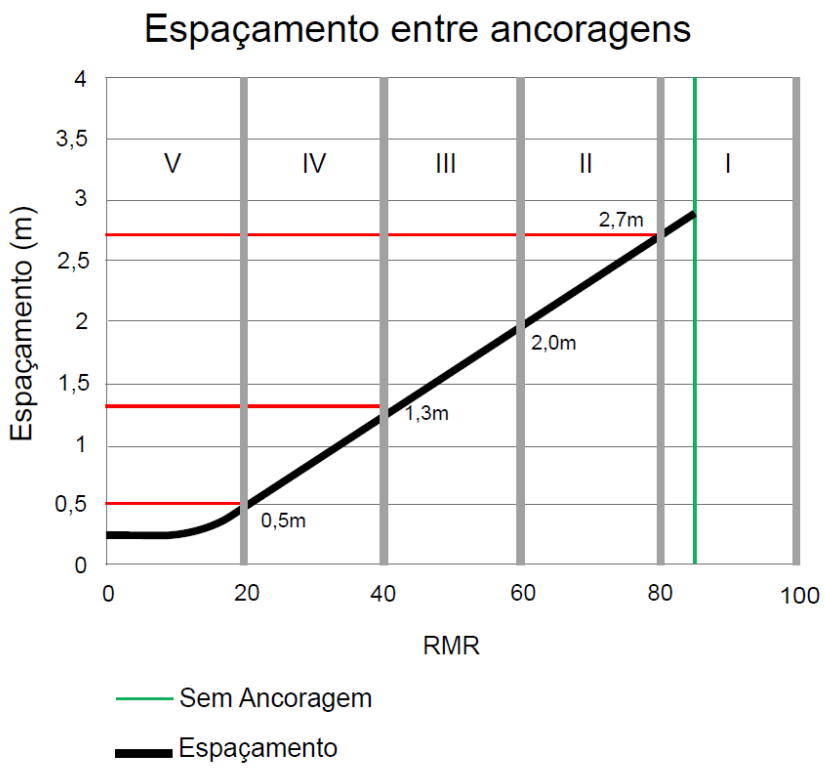


Figura 4.54 Pré-dimensionamento do espaçamento entre ancoragens (dependente apenas do RMR)

Fonte: Bieniawski-Lowson (2013)

Tabela 4.4 Tabela resumo para espaçamento de ancoragens por classe de maciço

Largura da escavação de 16 m					
Classe	I	II	III	IV	V
# (m)	> 2,7	2,0 a 2,7	1,3 a 2,0	0,5 a 1,3	NA

Fonte: Bieniawski-Lowson (2013)

- Comprimento das ancoragens (tirantes ou chumbadores) por classes de maciço (Figura 4.55):

$$largura\ da\ escavação = \frac{(Lb + 2.5)^{\frac{RMR+25}{52}}}{3.6} \tag{4.32}$$

Onde, a largura da escavação está em metros e Lb é o comprimento da ancoragem em metros.

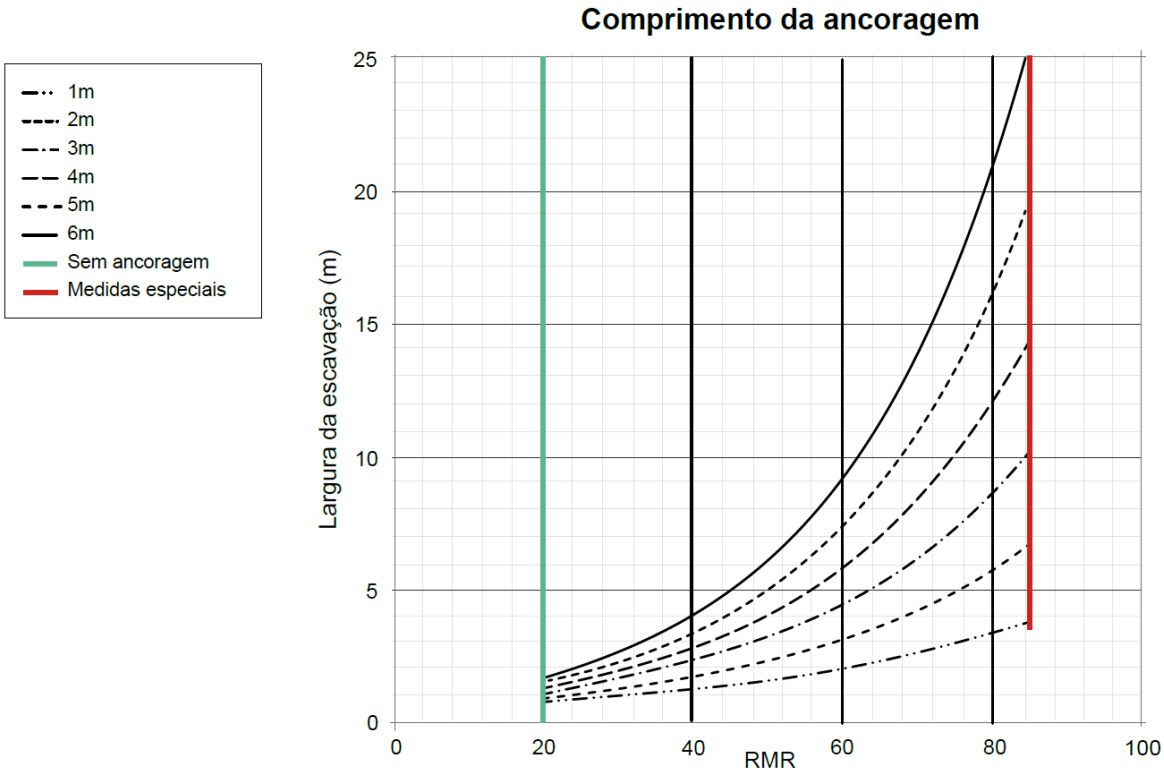
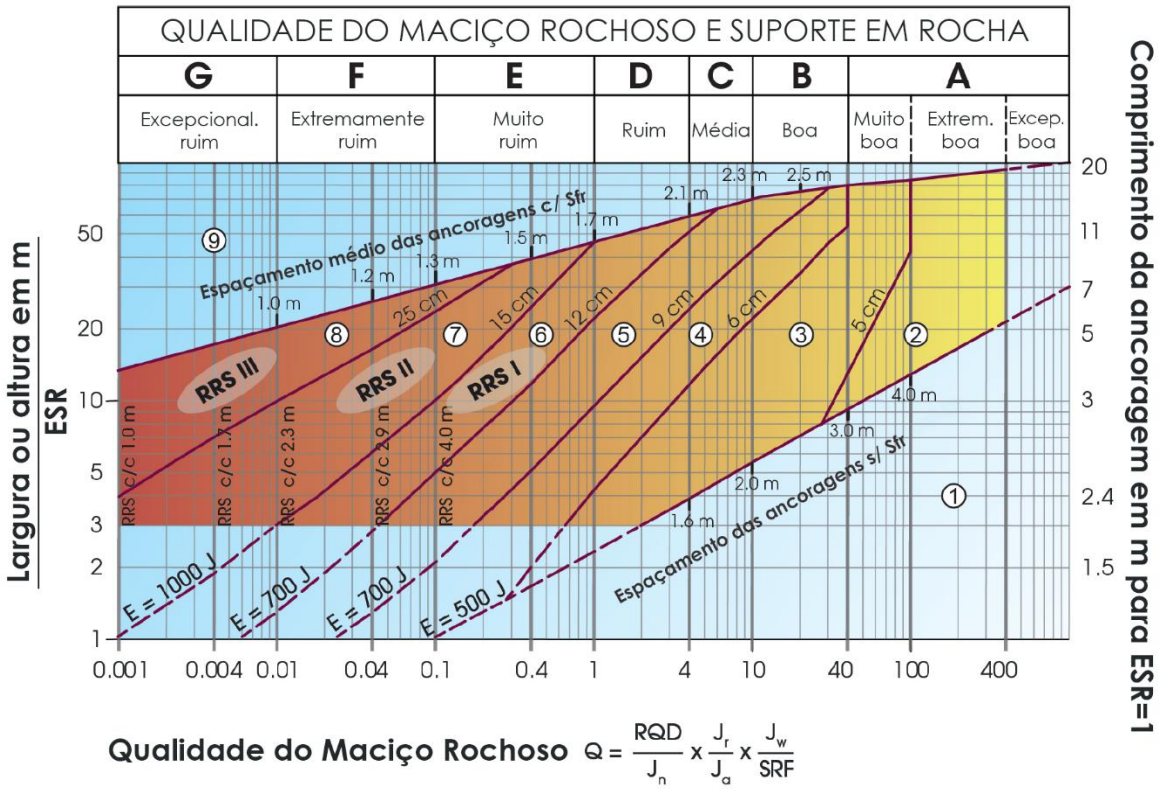


Figura 4.55 Comprimento da ancoragem

Fonte: Bieniawski-Lowson (2013)

b) Diretrizes de Barton (Q):

O ábaco de pré-dimensionamento de Barton é apresentado na Figura 4.56 e Quadro 4.14. O espaçamento entre chumbadores é dado pelo valor do índice Q (linha vertical) e o seu comprimento pelo tamanho do vão livre da escavação (linha horizontal).



Categorias de Suporte

1. Sem suporte ou apenas chumbadores dispersos
2. Chumbadores dispersos, SB
3. Chumbadores sistemáticos, concreto projetado com fibras, 5–6 cm, B + Sfr
4. Concreto projetado com fibras e chumbadores, 6–9 cm, Sfr (E500) + B
5. Concreto projetado com fibras e chumbadores, 9–12 cm, Sfr (E700) + B
6. Concreto projetado com fibras e chumbadores, 12–15 cm + arcos reforçados de concreto projetado e chumbadores, Sfr (E700) + RRS I + B
7. Concreto projetado com fibras >15 cm + arcos reforçados de concreto projetado e chumbadores, Sfr (E1000) + RRS II + B
8. Revestimento de concreto moldado, CCA ou Sfr (E1000) + RRS III + B
9. Avaliação especial

RRS – Espaçamento relacionado ao valor Q

I
Si30/6 Ø16–Ø20 (vão 10 m)
D40/4+Ø2 Ø16–20 (vão 20 m)

II
Si35/6 Ø16–20 (vão 5 m)
D45/6+2 Ø16–20 (vão 10 m)
D55/6+4 Ø20 (vão 20 m)

III
D40/6+4 Ø16–20 (vão 5 m)
D55/6+4 Ø20 (vão 10 m)
Avaliação especial (vão 20 m)

Espaçamento de chumbadores baseado principalmente em barras Ø20 mm

E = absorção de energia em concreto projetado reforçado com fibras

ESR = Excavation Support Ratio (Razão de Suporte à Escavação)

Áreas com linhas tracejadas não têm dados empíricos

Si30/6 = Camada simples de 6 vergalhões, 30 cm de espessura de concreto projetado

D = Camada dupla de vergalhões

Ø16 = Diâmetro do vergalhão é 16 mm

c/c = Espaçamento RSS, de centro a centro

Figura 4.56 Ábaco de pré-dimensionamento segundo o Sistema *Q* e categorias

Fonte: NGI/Barton (2022)

Quadro 4.14 Valores de ESR (Q) – Para o Caso "E" → ESR = 1,0

Letra	Tipo de escavação	ESR
A	Aberturas temporárias em minas etc.	ca. 3–5
B	Poços verticais*: i) seções circulares ii) seção retangular/quadrada *Dependendo do propósito, pode ser menor que os valores indicados.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Aberturas permanentes em minas, túneis de água para hidrelétricas (exceto condutos de alta pressão), túneis de abastecimento de água, túneis piloto, galerias e cabeceiras para grandes aberturas.	1,6
D	Túneis rodoviários e ferroviários menores, câmaras de alívio, túneis de acesso, túneis de esgoto etc.	1,3
E	Casas de força, depósitos, estações de tratamento de água, grandes túneis rodoviários e ferroviários, câmaras de defesa civil, portais, interseções etc.	1,0
F	Usinas nucleares subterrâneas, estações ferroviárias, arenas esportivas e instalações públicas, fábricas etc.	0,8
G	Cavernas muito importantes e aberturas subterrâneas com longa vida útil, ≈ 100 anos, ou sem acesso para manutenção.	0,5

Fonte: NGI/Barton (2022)

3) Criar de uma nuvem de pré-dimensionamento com base nos resultados obtidos por esses ou outros ou mais métodos, e adotar os valores médios, por exemplo, ou aqueles que se julgar como mais adequados segundo a experiência de cada projetista.

Os parâmetros adotados neste pré-dimensionamento servirão como parte dos dados de entrada das simulações computacionais, exigíveis sobretudo para as etapas de projeto básico e posteriormente, executivo.

4.3.2.2 Modelagem numérica/computacional para túneis em rocha

Após a realização do pré-dimensionamento, baseado em cálculos analíticos, tabelas, ábacos ou outros métodos consagrados, deve-se proceder com simulações computacionais adequadas, para verificação, validação ou ajuste das soluções inicialmente propostas.

Essa atividade tem caráter obrigatório para as etapas de projeto básico e projeto executivo, sendo opcional para a etapa de anteprojeto.

Existem inúmeras metodologias e ferramentas computacionais comerciais disponíveis, sendo que cada um é mais ou menos indicado para um determinado contexto geológico-geotécnico-estrutural. O Quadro 4.15 a seguir fornece diretrizes para a escolha do método mais apropriado, com exemplos de softwares (não limitado a esses).

Quadro 4.15 Diretrizes para desenvolvimento de modelagens computacionais para túneis em rocha

Grau de fraturamento/descontinuidades	Tipo de comportamento esperado	Representação necessária no modelo	Tipo de modelo recomendado	*Software* recomendado
Baixo (rocha maciça, poucas fraturas)	Deformações pequenas, comportamento contínuo	Módulo de elasticidade, resistência global	Meio contínuo (FEM ou FDM), 2D geralmente suficiente	RS2 (Phase2), PLAXIS 2D, FLAC3D, EX3
Baixo a Médio (algumas fraturas não persistentes)	Interações locais em zonas fracas, mas maciço é dominante	Inclusão de zonas de fraqueza ou interfaces localizadas	FEM/FDM com interfaces, 2D ou 3D dependendo da geometria	RS2 com interfaces, PLAXIS 2D/3D, FLAC3D
Médio (zonas fraturadas localizadas, juntas regulares)	Deformações localizadas, ruptura em zonas limitadas	Interfaces coesivas, juntas com resistência limitada	FEM/FDM com modelagem de juntas, eventualmente 3D	FLAC3D, PLAXIS 3D, Abaqus (com elementos coesivos)
Alto (fraturas persistentes, blocos instáveis)	Instabilidade por movimento entre blocos	Modelagem explícita das descontinuidades e blocos	Modelo discreto 2D ou 3D	UDEC (2D), 3DEC (3D)
Muito Alto / Estrutural (descontinuidades bem definidas, cunhas, deslizamentos)	Instabilidade de cunhas, queda de blocos, rupturas planas	Análise cinemática e forças nas descontinuidades	Modelo de equilíbrio limite para blocos	UnWedge (3D), SWedge (taludes), RocPlane
Geometria Complexa com fraturas moderadas	Interação túnel-falhas, redistribuição 3D de tensões	Representação 3D com zonas de fraqueza	BEM ou FEM 3D com zonas fracas	Map3D, FLAC3D, EX3
Túneis com múltiplas seções, bifurcações ou cargas assimétricas	Interação tridimensional, deformações ao longo do eixo	Modelo 3D contínuo ou discreto dependendo da fraturação	FEM/FDM ou discreto 3D	FLAC3D, 3DEC, PLAXIS 3D, Abaqus
Avaliação preliminar / projeto conceitual	Estimativa de suporte com base em diagrama carga-deformação	Simplificação da convergência-confinamento	Modelo analítico 1D	RocSupport

Fonte: Elaboração própria (2025)

Quanto ao tipo de modelagem 2D e 3D, de forma similar às simulações numéricas para túneis em solo, existem vantagens e desvantagens de um tipo de modelagem em relação a outro para túneis em rocha, conforme cada situação de aplicação. Com suas devidas adaptações, recomenda-se consultar a subseção 4.3.1.5 e o Quadro 4.16 para embasamento quanto à necessidade de uma ou outra.

Quanto aos diferentes modelos constitutivos e critérios de ruptura, além do critério de Mohr--Coulomb apresentado na subseção 4.3.1.5.1, que pode ser aplicável a matrizes rochosas, seguem alguns modelos constitutivos e critérios de resistência aplicáveis a maciços rochosos abrangendo, inclusive, o comportamento de suas descontinuidades (estas muitas vezes preponderantes na escavação de túneis), são apresentados no Quadro 4.15 (não exaustiva). A escolha dos modelos mais adequados é atribuição do projetista, cabendo a este expor as justificativas nos respectivos memoriais de cálculo.

Quadro 4.16 Modelos constitutivos comuns para maciços rochosos (continua)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Mohr-Coulomb (MC)	- Modelo elastoplástico perfeito com critério de ruptura linear ($c - \varphi$) em tensões efetivas; admite corte por tração. - Resposta elástica linear (E, ν) e dilatância ψ. Em rocha, representa a "massa rochosa equivalente" em um intervalo de tensões, podendo ser obtido por equivalência a outro critério (ex.: Hoek–Brown) ou por ensaios diretos.	- Estudos conceituais e fases preliminares de projeto de túneis quando um envelope linear é aceitável. - Estimativas iniciais de estabilidade do contorno, convergências e dimensionamento de suporte. - Adequado quando a faixa de tensões operacionais é estreita e/ou o comportamento não-linear pode ser aproximado por linearização. - Limitações: não captura não linearidade do envelope, abrandamento por fissuração, anisotropia nem degradação progressiva.	-E_{rm},V_{rm} - c_{rm}, φ_{rm}, ψ_{rm}, σ_{rm} (ou *tension cut-off*) - γ (peso específico), K_0 (tensão *in situ*). - Se derivado de Hoek–Brown, informar também a faixa de σ_3 usada para equivalência.	- Intacto: UCS (ASTM D7012/ISRM), triaxial (CI/CD) para módulo, coesão/atrito equivalente, ensaio brasileiro (ASTM D3967) para σ_t. - Maciço: mapeamento geomecânico (*scanline* ISRM, GSI/RMR), *televiewer* óptico/acústico em furos, fotogrametria/LiDAR de face para estatística de juntas; retroanálises de convergências e cargas no suporte. -Tabelas/ábacos (para parametrização / equivalência): • Conversão Hoek–Brown → Mohr–Coulomb no intervalo de σ_3: Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) e Hoek (Guidelines, atualizações até 2018). • Módulo do maciço: Hoek & Diederichs (2006) (correlações $E_{rm} - GSI - D$).

Quadro 4.16 Modelos constitutivos comuns para maciços rochosos (continuação)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Hoek-Brown Generalizado	- Critério empírico não linear de ruptura para maciços rochosos. - Utiliza propriedades da rocha intacta (σ_{ci}, m_i) e índices de qualidade do maciço (GSI) e distúrbio D para obter os parâmetros do maciço (m_b, s, a). - Permite derivar equivalentes $c-\varphi$ para um intervalo de σ_3. - Deformabilidade do maciço pode ser estimada por correlações (Hoek–Diederichs).	- Túneis em rocha fraturada a muito fraturada quando a qualidade do maciço (GSI) controla o comportamento e a não linearidade do envelope é relevante. - Útil do conceitual ao detalhamento quando há boa caracterização geológica. - Pode ser combinado com equivalência MC para análises/softwares que exijam $c-\varphi$.	- σ_{ci}, m_i, GSI, D. - m_b, s, a (derivados). - E_i, ν_i (intacto), $\frac{E_{rm}}{\nu_{rm}}$ (via correlações). - Limites de tração. - Se necessário, $c-\varphi$ equivalentes para uma faixa de σ_3.	- Intacto: UCS (ASTM D7012/ISRM), triaxial para estimativa de m_i (quando possível), carga pontual (ISRM) para inferir σ_{ci} em campanhas extensas. - Maciço: GSI por mapeamento de fraturamento, blocos e alteração (Hoek & Marinos, 2000); D por avaliação do método construtivo e dano induzido (*blasting* vs. TBM). - Deformabilidade: correlações $E_{rm} - GSI - D$ (Hoek & Diederichs, 2006); ensaios *in situ* (SPT para solo residual, P-ondas, dilatômetro/PMT, macaco plano) quando aplicáveis. - Tabelas/ábacos e guias: • Hoek & Marinos (2000) – GSI; Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) – formulários/planilhas para m_b, s, a e conversão para $c-\varphi$. • Hoek (Guidelines, 2002–2018) – compilações/planilhas (Rocscience, *website* do Hoek). • Hoek & Diederichs (2006) – módulo do maciço.

Quadro 4.16 Modelos constitutivos comuns para maciços rochosos (continuação)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Barton-Bandis	- Modelo empírico para resistência, dilatância e fechamento normal de juntas. - A resistência é dada por $\tau = \sigma_n \ \ tan(\varphi_r + JRC \cdot log10(JCS/\sigma_n))$, incluindo efeito de escala e rugosidade - Leis de fechamento normal/rigidez (k_n) e cisalhante (k_s) não lineares com degradação/limites.	- Situações onde descontinuidades governam o comportamento: frente de túnel, avanço, cunhas/placas, suporte por atrito e parafusos, previsão de convergências por fechamento de juntas. - Interfaces explícitas (elementos de junta/contato) em 2D/3D - Avaliação de dilatância e mobilização de resistência dependentes de σ_n.	- JRC (índice de rugosidade). - JCS (resistência da parede da junta). - φ_r (ângulo de atrito básico). - Parâmetros/leis de dilatância - k_n e k_s (rigidezes) - Espessura/abertura inicial - Parâmetros de escala (comprimento do perfil) - Possíveis limites de fechamento e cisalhamento cíclico.	- Cisalhamento direto em descontinuidades sob diferentes σ_n para curvas $\tau-\delta$ e dilatância (ISRM). - Ensaios de compressão normal/abertura-fechamento para k_n e lei de fechamento. - Carregamentos cíclicos para degradação. - Rugosidade: perfilometria/laser, método de perfis comparativos (Barton) e/ou análises de nuvem de pontos para estimar JRC. - JCS por Martelo de Schmidt, carga pontual ou UCS de blocos das paredes. - Mapeamento estrutural: orientação, persistência, espaçamento e condições de preenchimento/alteração. - Tabelas/ábacos (parametrização/escala): • Barton & Choubey (1977) – relações JRC, φ_r, efeito de escala e estimativas a partir de perfis. • Bandis, Lumsden & Barton (1981, 1983) – leis de fechamento normal, limites e rigidezes k_n/k_s versus σ_n e escala. • Compêndios de Barton (1990, 2002) – valores típicos/guia de JRC, φ_r e procedimentos.

Quadro 4.16 Modelos constitutivos comuns para maciços rochosos (conclusão)

Modelo	Descrição	Aplicabilidade	Parâmetros de entrada	Ensaios recomendados
Jointed Rock Model (JRM)	- Modelo de maciço com juntas embutidas (ubíquo ou múltiplos conjuntos) acoplado a um contínuo (geralmente MC ou HB para a matriz). - Representa anisotropia e mecanismos estruturais (deslizamento/dilatação ao longo de planos, abertura/fechamento), permitindo várias famílias de juntas com orientação, espaçamento e propriedades próprias.	- Túneis cujo comportamento é governado por descontinuidades persistentes (foliações, xistosidade, juntas dominantes), mecanismos de blocos/cunhas, anisotropia de rigidez e resistência, interação maciço-suporte. - Análises 2D/3D avançadas, inclusive retroanálises de convergência e carregamentos de suporte, quando interfaces/juntas precisam ser representadas explicitamente.	- Matriz: E, ν e $c-\varphi$ (MC) ou σ_{ci}, m_i, GSI, D (HB), além de γ. - Juntas: orientação (mergulho/direção), espaçamento/persistência, c_j, φ_j ou (JRC, JCS, φ_r) mapeados para resistência. - k_n, k_s, leis de fechamento/dilatação, abertura/espessura inicial. - Número de conjuntos e distribuição.	- Mapeamento estrutural detalhado (*scanline* ISRM), estereogramas (DIPS) para orientação, espaçamento e persistência. - Televisionamento óptico/acústico de furos; fotogrametria/LiDAR de faces para estatísticas geométricas. - Ensaios em juntas: cisalhamento direto (c_j, φ_j, dilatância). - Compressão normal/abertura-fechamento (k_n, k_s, cíclicos para degradação. - Caracterização de preenchimento/alteração. - Ensaios do intacto: UCS, triaxial, brasileiro para matriz. - Sísmica (V_p) para módulos *in situ* quando aplicável. - Tabelas/ábacos e documentação: • Parametrização de juntas a partir de Barton & Choubey (1977) e Bandis *et al.* (1981, 1983) para mapear $JRC/JCS/\varphi_r$ em resistência/rigidezes. • Documentação do *Jointed Rock Model* em PLAXIS *Material Models Manual* (JRM/*ubiquitous joint*) e modelos *Ubiquitous/Embedded Joint* no Itasca FLAC3D. • Guias Rocscience (RS2/3D) para definição de conjuntos e inputs.

Fonte: Elaboração própria (2025)

A simulação numérica de túneis escavados em rocha requer uma abordagem sistemática para garantir resultados confiáveis. Abaixo é apresentado um passo a passo lógico e racional. Adicionalmente, a escolha de um modelo 2D ou 3D pode se embasar nas diretrizes apresentadas na Tabela 3.28 e no Quadro 4.15 deste documento.

1) Definição do Modelo Geométrico

   a) Dados geométricos do túnel:

      - Definir a forma do túnel (circular, ferradura, arco-retângulo etc.) com suas dimensões (diâmetro/altura/largura);
      - Considerar cruzamentos/bifurcações/convergências com outros túneis, túneis paralelos, túneis de ligação etc.;
      - Definir o alinhamento do túnel em relação ao sistema de coordenadas estabelecido para o projeto (*trend, plunge*).

   b) Modelagem geológica:

   Todas as propriedades aqui listadas devem ser orientadas conforme o mesmo sistema de coordenadas determinado para o projeto no passo 1 acima.

      - Identificar e introduzir as camadas de solo e rocha, assim como e a presença de singularidades (litologia, descontinuidades, zonas de falha, brechas etc.).
      - Considerar a orientação espacial (atitude) das famílias de descontinuidades (ângulo de mergulho - *dip*, azimute do mergulho - *dip direction*, traço da descontinuidade - *strike*).
      - Se apoiar em dados de sondagens, ensaios geofísicos e mapeamentos geológicos.
      - Simplificar o modelo conforme a escala de interesse (homogeneização de camadas, se aplicável, porém com cuidado para não ocultar potenciais riscos).

2) Geração da malha de elementos finitos

Discretizar o domínio em elementos finitos, com maior refinamento ao redor da escavação e no interior do revestimento (quando utilizados elementos sólidos planos).

   a) Recomenda-se priorizar sempre que possível uma grande quantidade de elementos de menor ordem (como os triangulares quadráticos de 6 nós ou tetraédricos, por exemplo) em vez de elementos de ordens superiores (como quadrados de 8 nós, por

exemplo) que em geral terão que ser gerados em menor número por limitações computacionais.

b) É boa prática discretizar as interfaces criteriosamente de modo a gerar elementos com boa regularidade, controlando os fatores de forma, a fim de evitar problemas de convergência, interpolações grosseiras e singularidades. Alguns programas possuem geradores de malha muito robustos, ao passo que alguns outros requerem maior cuidado na geração e controle.

3) Escolha do modelo constitutivo

a) Rochas intactas

- Modelos elásticos lineares (para rochas rígidas e comportamento elástico).
- Modelos elastoplásticos (ex.: Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Drucker-Prager) para considerar plasticidade e ruptura.
- Modelos de dano (ex.: Damage Plasticity) para fraturamento progressivo.

b) Zonas de fratura/descontinuidades

- Uso de interfaces ou modelos de juntas (ex.: Jointed Rock Model).
- Considerar anisotropias se houver xistosidades ou foliações.

c) Maciço rochoso

- Inicialmente pode ser tratado como um meio homogêneo equivalente e isotrópico e suas propriedades obtidas por meio do índice GSI, tanto em termos de resistência quanto de módulo de deformabilidade.
- Análises mais complexas podem simular o maciço como um maciço sintético e definir propriedades para os blocos de rocha intacta e para as descontinuidades, utilizando métodos de elementos discretos.

4) Entrada dos parâmetros de resistência e deformabilidade

a) Parâmetros necessários:

- Resistência: por exemplo, coesão (c), ângulo de atrito (φ), resistência à tração, parâmetros do critério de Hoek-Brown (GSI, m_i, σ_{ci}) etc.
- Deformabilidade: módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (n), módulo de cisalhamento (G) etc.

5) Definição das condições de contorno

   a) Restrições geométricas:

      - Fixar bordas laterais e inferiores do modelo (restrições/liberações de deslocamentos em X, Y, Z);
      - Garantir que o modelo seja amplo o suficiente para evitar efeitos de borda/perturbações (regra prática: ≥ 2x o diâmetro do túnel em relação aos contornos de escavação).

   b) Carregamentos externos:

      - Sobrecargas pontuais ou distribuídas superficiais (caso existam estruturas superficiais);
      - Carregamentos em profundidade (fundações profundas, tirantes etc.);
      - Pressão de água (se o fluxo hidrogeológico for relevante).

6) Estabelecimento dos campos de tensão iniciais (*in situ*)

   a) Tensões geostáticas:

      - $\sigma_v = \gamma \cdot \mathrm{z}$ (tensão vertical devido ao peso próprio dos materiais);
      - $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_V$ (tensão horizontal, onde K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso).

   b) Tensões tectônicas (se aplicáveis):

      - Incluir anisotropias ($\sigma_H \neq \sigma_h$)[8] com base em medidas de tensões *in situ* (ensaios *overcoring*, hidrofraturamento).

   c) Verificação do equilíbrio inicial:

      - Garantir que o modelo esteja em equilíbrio antes da escavação.

[8] $\boldsymbol{\sigma_H}$ = tensão horizontal máxima e $\boldsymbol{\sigma_h}$ = tensão horizontal mínima.

7) Parcialização das etapas de escavação e instalação de suporte

a) Sequência de escavação:

- Considerar a metodologia executiva proposta no projeto de escavação (túnel piloto, *half/side-drifts*, seção plena, calota e rebaixo(s) etc.);
- Considerar os avanços de escavação máximos propostos, por classes de maciço.

b) Suporte primário:

- Incluir o revestimento em concreto projetado (ou não, em caso de túneis não revestidos), considerando os escalonamentos e tempos de aplicação, que influenciam diretamente na resistência e rigidez da casca:
  - Elementos: de barra (*beam*), de casca (*shell*) ou elementos sólidos (*plane* 2D ou *solid* 3D);
  - Parâmetros: peso próprio (g), resistência característica à compressão aos 28 dias (f_{ck}), resistência à compressão aos "j dias" (f_{cj}), função módulo de elasticidade com o tempo [$\mathrm{E_c(t)}$], resistência ao cisalhamento (t_{rd}), coeficiente de Poisson (n) e fator de redução da resistência do concreto (g_c = 1,4).
- Chumbadores/tirantes
  - Modelados como elementos de barra ou cabos;
  - Parâmetros: diâmetro ($\varnothing$), tipo de aço, carga de trabalho (F_t), carga de escoamento (F_y), carga de ruptura (F_u), módulo de elasticidade (E_s), resistência ao cisalhamento (t_u);
  - Arcos/cambotas de aço (perfil ou treliçados) ou tipo arco-norueguês (se utilizados).

c) Revestimento definitivo:

- Modelar o revestimento secundário/definitivo em concreto projetado ou moldado utilizando, por exemplo, os mesmos critérios para dimensionamento formulados para túneis em solo (degradação de 50 % da resistência e rigidez do revestimento primário – ver subseção 4.3.1.5.1, item 7b;
- Tirantes/chumbadores: caso os elementos metálicos não sejam dotados de proteção anticorrosiva (ver subseção 4.1.8) e assim sendo considerados provisórios, estes deverão ser desativados para o dimensionamento e verificação do revestimento final;

- Aplicação de esforços hidrostáticos sobre o secundário caso sejam utilizadas mantas impermeabilizantes entre este e o revestimento primário.

8) Obtenção e análise dos resultados

Após o término do processamento, havendo esse atendido aos critérios de convergência numérica pré-estabelecidos (em geral, adotar os valores default dos programas é uma boa prática, salvo situações específicas justificadas), devem ser avaliados, para cada etapa de escavação:

- As magnitudes dos deslocamentos do revestimento – recalques absolutos e relativos;
- As deformações – convergências/divergências das cordas (C1, C2, C3, Cn...), distorções, abaulamentos etc.;
- As tensões e plastificações que ocorrem no maciço;
- Os esforços (M x N x V) que atuam no revestimento;
- As condições dos elementos metálicos de ancoragem (ruptura à tração e/ou cisalhamento, escorregamentos, eficácia do comprimento e malha proposta etc.);
- Recalques absolutos e diferenciais que ocorrem em superfície ou em profundidades onde existem outros ativos/estruturas (túneis, galerias, tubulações, fundações etc. – ver subseção 4.1.6);
- Fatores de segurança, geometrias de blocos e cunhas (em modelos de estabilidade de blocos, por exemplo).

Os critérios de aceitabilidade em termos admissíveis e resistência são definidos de maneira similares aos critérios para túneis em solo (subseção 4.3.1.1), acrescidos das verificações das condições de estabilidade dos blocos de rocha (FS ≥ 1,5) e dos elementos de ancoragem, segundo seus limites estruturais admissíveis (barra, chapa/porca e ancoragem).

4.3.3 Retroanálise e adaptação do projeto durante fase de execução

De modo a garantir o atendimento a todos os critérios de projeto, identificar desvios e providenciar as adaptações necessárias para garantir a segurança dos trabalhadores e a integridade do ativo, sugere-se implementar processo de retroanálise do projeto, baseando-

se nas observações e dados de instrumentação durante a etapa de obra, como apresentado a seguir no fluxograma geral da Figura 4.57.

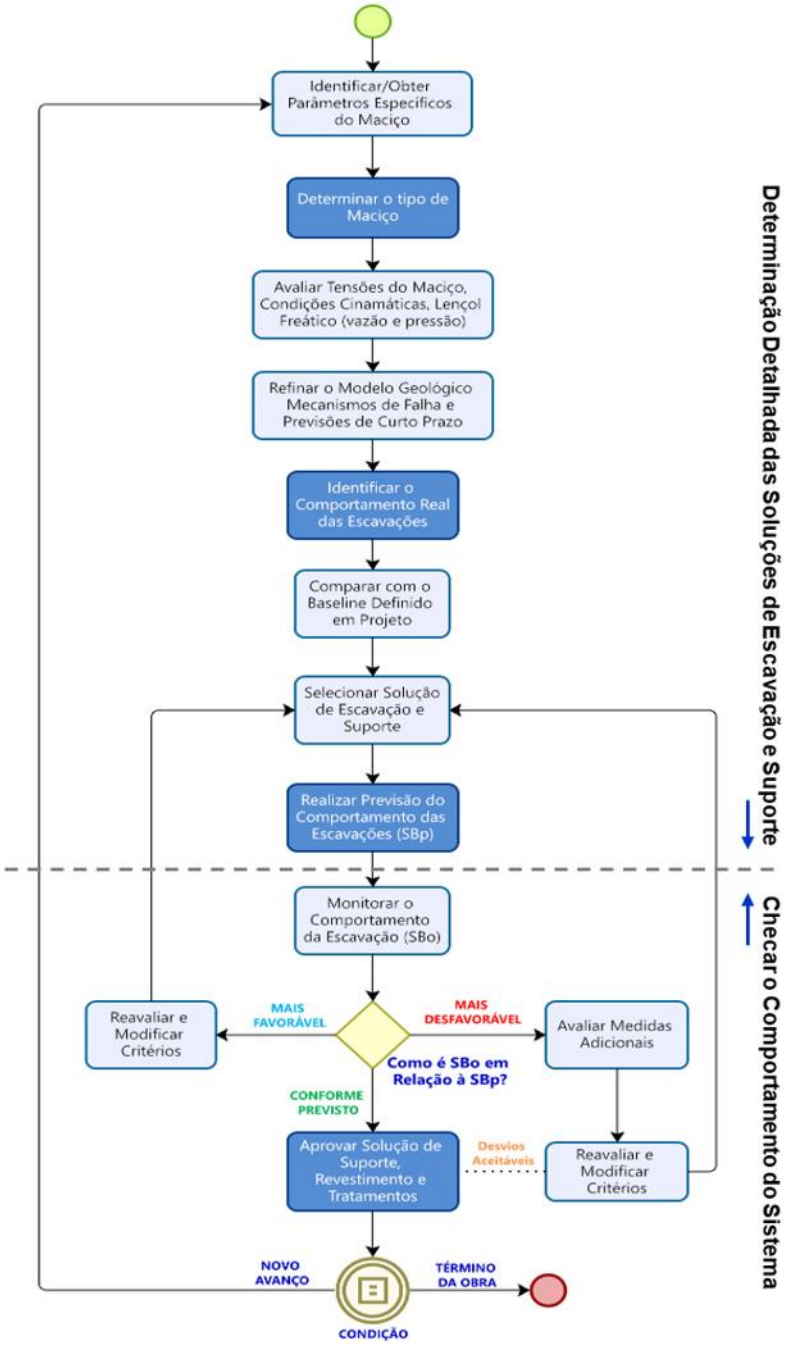


Figura 4.57 Processo de retroanálise e adaptação do projeto durante fase executiva

Fonte: Adaptado de OGG (2010)

5 AVALIAÇÃO E GESTÃO DE RISCOS

A gestão de riscos em obras de infraestruturas subterrânea transcende a mera aplicação de listas de verificação; trata-se de um processo contínuo e estruturado que visa conferir previsibilidade a um ambiente de incertezas inerentes. Este capítulo estabelece as diretrizes fundamentais para a identificação, análise e tratamento dos riscos ao longo de todo o ciclo de vida do empreendimento, assegurando que as decisões de engenharia sejam tecnicamente robustas e economicamente viáveis.

5.1 INTRODUÇÃO

Para cada uma das etapas abordadas no desenvolvimento de um túnel, a integração entre as disciplinas é crucial. Por exemplo, na fase conceitual a equipe deve dar ênfase à identificação dos riscos geotécnicos e ambientais, enquanto na fase básica a atenção se volta para a correta quantificação dos riscos e a definição de medidas mitigadoras alinhadas às especificações de segurança (como sistemas de ventilação e sinalização).

Já na fase executiva, o uso de tecnologias de simulação e a validação *in loco* garantem que todos os aspectos previstos estejam adequadamente integrados e operacionalizados. Além disso, considerar o fluxo de informações entre as equipes, no qual os dados de entrada de cada fase são incrementados e refinados, é fundamental para a continuidade e a confiabilidade dos estudos de risco.

A comunicação clara e uma documentação precisa em cada etapa garantem que os produtos de saída possam ser utilizados na tomada de decisão, na definição de estratégias de intervenção em campo e na elaboração de planos de contingência que atendam às complexidades dos projetos de túneis rodoviários. Essa estrutura proposta pode ser adaptada conforme as especificidades do projeto, do contexto e das exigências normativas vigentes, garantindo flexibilidade e robustez na gestão dos riscos.

Para que a gestão de riscos seja efetiva, é necessário ir além da identificação de problemas, estabelecendo metas claras que orientem todo o desenvolvimento do projeto. A estruturação desses propósitos fundamenta as decisões de engenharia e operacionais, conforme detalhado a seguir.

5.1.1 Objetivos da avaliação de riscos (*risk assessment*)

Os objetivos principais deste processo são:

- **Definição da finalidade:** garantir a segurança, a continuidade operacional e a integridade estrutural do túnel.
- **Justificativa da interdisciplinaridade:** promover a integração dos aspectos cíveis, de segurança (ventilação, sinalização, sistemas de proteção e combate a incêndio – SPCI etc.) e operacionais.

Uma vez definidos os objetivos, é imperativo delimitar a fronteira de atuação do estudo. A definição precisa do escopo evita análises superficiais em áreas críticas ou dispêndio de recursos em áreas fora da influência do empreendimento.

5.1.2 Escopo e limites

O estudo deve observar as seguintes fronteiras:

- **Alcance técnico:** abrangência dos elementos civis, interfaces com sistemas de segurança e implicações operacionais;
- **Limitações do estudo:** devem ser explicitadas as premissas adotadas, as margens de incerteza e as fronteiras de responsabilidade entre as disciplinas envolvidas.

A validação técnica e jurídica do estudo de riscos depende da aderência a padrões estabelecidos. O projeto deve, portanto, estar alicerçado em uma base normativa sólida e em metodologias consagradas.

5.1.3 Referencial metodológico e normativo

A base do estudo deve contemplar:

- **Normas e diretrizes:** citação das normas técnicas aplicáveis (ex.: especificações NATM/SEM e normas brasileiras pertinentes).
- **Metodologias adotadas:** definição das abordagens qualitativas e quantitativas que serão utilizadas na identificação, análise e mitigação de riscos.

5.2 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE RISCOS

A metodologia adotada para a avaliação de riscos deve ser sistemática e auditável, permitindo a replicabilidade dos resultados e a comparação entre diferentes cenários de projeto. Esta seção estabelece as bases teóricas e as ferramentas práticas que serão utilizadas ao longo de todo o ciclo de vida do empreendimento.

5.2.1 Conceituação e fundamentação

Antes de iniciar as análises, é fundamental alinhar o vocabulário técnico entre todos os *stakeholders* (engenheiros, gestores, geólogos e operadores). A uniformização terminológica evita ambiguidades na classificação e no tratamento dos riscos.

5.2.1.1 Definições e terminologia

Para definições gerais dos termos utilizados, deve-se consultar a ABNT NBR ISO 31000. Os conceitos-chave incluem:

- **Risco:** efeito da incerteza nos objetivos;
- **Vulnerabilidade:** suscetibilidade intrínseca de um elemento a ser afetado por um evento;
- **Probabilidade/possibilidade:** a chance de algo acontecer;
- **Impacto/consequência:** o resultado de um evento que afeta os objetivos.

5.2.1.2 Abordagens metodológicas

A avaliação pode ser conduzida através de:

- **Métodos qualitativos:** *checklists*, *Delphi, Brainstorming, Bowtie,* FMEA, Matriz de Risco, entre outros;
- **Métodos quantitativos:** modelagem probabilística, simulações de Monte Carlo, entre outros.

A operacionalização da análise de risco ocorre através de etapas sequenciais que transformam dados brutos em informações decisórias. Esse processo inicia-se com a identificação abrangente das ameaças e segue até a definição de respostas, utilizando as técnicas descritas abaixo.

5.2.2 Procedimentos e ferramentas de avaliação

5.2.2.1 Técnicas de identificação de riscos

Para o levantamento inicial, recomendam-se:

- *Workshops* interdisciplinares;
- Coleta de dados históricos de obras similares;
- Análises preditivas baseadas nas condições geológicas esperadas.

5.2.2.2 Análise e priorização

Uma vez identificados, os riscos devem ser classificados:

- Aplicação da matriz de risco e outras técnicas qualitativas de priorização (ex. FMECA);
- Estabelecimento de cenários e avaliação quantitativa de riscos (probabilidades e consequência), utilizando gráficos de riscos tipo FN (frequência x número de vítimas) ou ALARP, associados à política de riscos do empreendimento.

5.2.2.3 Estratégias de mitigação e contingência

O tratamento dos riscos envolve:

- Definição de medidas preventivas e corretivas de engenharia;
- Planejamento de ações de emergência e resposta a incidentes.

5.3 PROCESSO DE AVALIAÇÃO DE RISCOS (RISK ASSESSMENT) INTEGRADO AO PROJETO DE TÚNEIS

A gestão de riscos não é um evento estático, mas um processo dinâmico que deve acompanhar a evolução da maturidade do projeto de engenharia. A seguir, detalha-se como a avaliação de riscos se integra especificamente a cada fase de desenvolvimento do túnel, desde a concepção até o detalhamento final.

5.3.1 Fase de anteprojeto

Nesta fase inicial, o grau de incerteza geológica e construtiva é elevado. O foco da gestão de riscos deve ser a identificação de falhas críticas (*fatal flaws*) e condicionantes que possam inviabilizar o traçado ou o método construtivo proposto.

5.3.1.1 Atividades mínimas

- Levantamento inicial de dados geotécnicos, geológicos e ambientais;
- Identificação preliminar dos riscos críticos na escavação convencional e estabilidade do maciço;
- Análise inicial dos riscos operacionais (acesso, ventilação, sistemas de sinalização e SPCI).

5.3.1.2 Composição da equipe (comitê de riscos)

- **Proprietário/gestor do ativo:** responsável pela visão das necessidades operacionais e contratuais;
- **Engenheiro civil de túneis:** visão global do projeto;
- **Engenheiro geotécnico:** análise dos parâmetros do terreno;
- **Geólogo de engenharia:** identificação de singularidades geológicas e estruturais;
- **Especialista em segurança de túneis:** foco em sistemas de ventilação, sinalização, SPCI e evacuação;
- **Outros profissionais multidisciplinares:** meio ambiente, arqueologia, desapropriação.

5.3.1.3 Dados de Entrada

- Relatórios geológicos e ambientais preliminares;
- Dados de sondagens iniciais;
- Projeto funcional da via;
- Normas técnicas e diretrizes pertinentes;
- Documentação técnica histórica de projetos similares.

5.3.1.4 Produtos/saída

- Relatório preliminar de identificação e hierarquização de riscos;
- Parâmetros e requisitos iniciais para aprofundamento nas fases seguintes.

5.3.2 Fase de projeto básico

Com a definição das diretrizes gerais, a fase básica exige um aprofundamento quantitativo. O objetivo agora é dimensionar as soluções de engenharia para mitigar os riscos identificados e refinar as estimativas de custo e prazo associadas às incertezas.

5.3.2.1 Atividades mínimas

- Detalhamento dos riscos identificados na fase conceitual;
- Elaboração de cenários de risco com estimativas de probabilidade e impacto;
- Definição das medidas mitigadoras e planos de ação preliminares.

5.3.2.2 Composição da equipe (comitê de riscos)

- **Proprietário/gestor do ativo:** visão do produto/serviço;
- **Engenheiro civil e estrutural:** reformulação dos riscos sob a ótica da integridade estrutural;
- **Engenheiro geotécnico e geólogo:** revisita dos parâmetros do solo, estabilidade e refinamento dos condicionantes geológicos;

- **Especialista em análise de riscos:** condução das metodologias quantitativas/qualitativas;
- **Consultores de segurança:** integração das medidas de ventilação, sinalização e SPCI;
- Outros profissionais multidisciplinares conforme necessidade.

5.3.2.3 Dados de entrada

- Resultados do levantamento e dos estudos preliminares (fase conceitual);
- Dados técnicos de sondagens complementares, investigações ambientais e levantamentos de campo;
- Histórico de incidentes e lições aprendidas de projetos similares.

5.3.2.4 Produtos/saída

- Mapeamento de riscos com matriz atualizada (quantitativa e qualitativa);
- Relatório de análise de riscos com recomendações e diretrizes para a fase executiva;
- Plano inicial de medidas mitigadoras e contingências de curto e médio prazo.

5.3.3 Fase do projeto executivo

Na etapa final de projeto, o foco desloca-se para a validade construtiva e operacional. As simulações tornam-se mais complexas e os planos de contingência são detalhados para garantir que a obra possa ser executada com segurança e que a operação futura seja resiliente.

5.3.3.1 Atividades mínimas

- Revisão e validação dos riscos identificados nas fases anteriores;
- Modelagem e simulação avançada de cenários, utilizando *softwares* especializados para riscos estruturais e operacionais;
- Especificação detalhada dos sistemas de monitoramento, controle e mitigação;
- Integração dos diversos aspectos multidisciplinares no projeto final, assegurando a compatibilidade entre medidas civis, de sistemas de segurança e operacionais.

5.3.3.2 Composição da equipe

- **Proprietário/gestor do ativo:** visão do produto final;
- **Engenheiro de projeto/responsável técnico:** coordenação geral da verificação de riscos;
- **Especialistas em modelagem e simulação:** suporte técnico para análise preditiva;
- **Equipe de implementação de sistemas de segurança:** detalhamento dos sistemas de monitoramento, ventilação, sinalização etc.;
- **Representantes da construtora/consultores:** foco na construtibilidade e métodos executivos;
- **Representantes de operações e manutenção:** opinião sobre viabilidade dos planos de contingência;
- Outros profissionais multidisciplinares.

5.3.3.3 Dados de entrada

- Relatórios e produtos de saída da fase básica;
- Resultados de ensaios, simulações e monitoramentos *in loco*;
- Atualizações normativas e registros de incidentes recentes aplicáveis.

5.3.3.4 Produtos/saída

- Relatório final de avaliação de riscos (*risk assessment*), integrado ao manual do projeto com recomendações detalhadas;
- Especificações técnicas finalizadas para sistemas de mitigação e monitoramento;
- Plano de gerenciamento e contingência contínua, com cronograma e responsabilidades definidas.

5.4 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

O encerramento do relatório de avaliação de riscos deve consolidar os achados de forma a subsidiar a tomada de decisão pelos gestores públicos e privados. As conclusões não devem apenas listar problemas, mas apresentar um caminho claro para a governança dos riscos residuais.

5.4.1 Síntese dos resultados

- Resumo dos principais riscos identificados e suas quantificações.

5.4.2 Estratégias de Mitigação

- Consolidação das medidas adotadas em cada fase e a logicidade da integração multidisciplinar.

5.4.3 Diretrizes para Operação e Manutenção

- Recomendações operacionais e planos para monitoramento contínuo pós-implantação;
- Sugestões para revisões periódicas da avaliação de riscos, acompanhando as mudanças normativas e operacionais.

5.5 ANEXOS E REFERÊNCIA

5.5.1 Documentos de referência

- Normas técnicas;
- Manuais.

5.5.2 Registros e dados complementares

- Ata de reuniões;
- Planilhas de análise;
- Resultados de simulações.

APÊNDICE A: SEÇÕES RODOVIÁRIAS TIPO

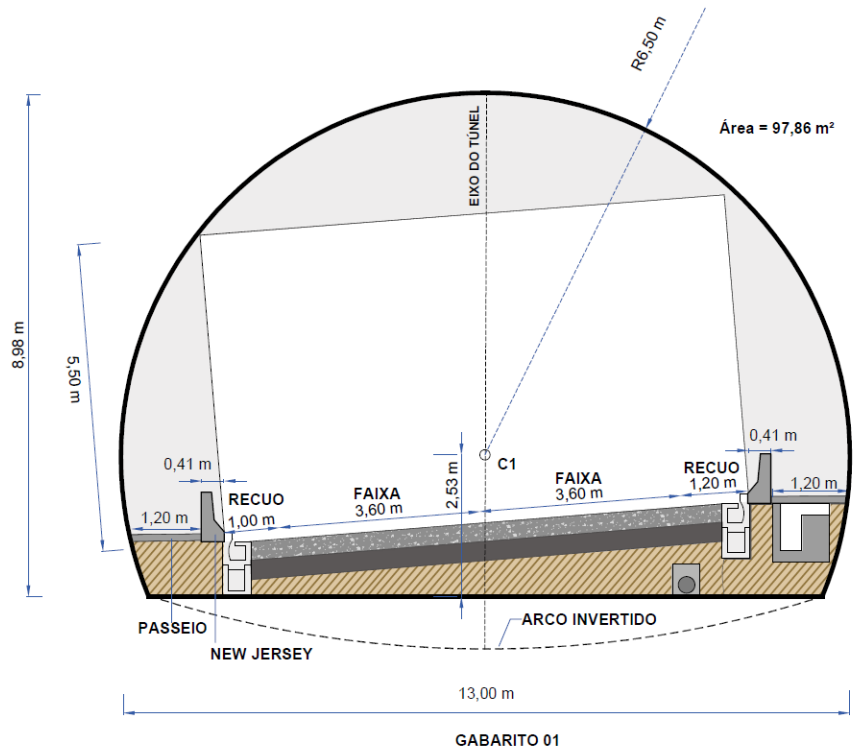


Figura AP. A1 Seção transversal de projeto RBR - 01

Fonte: Elaboração própria

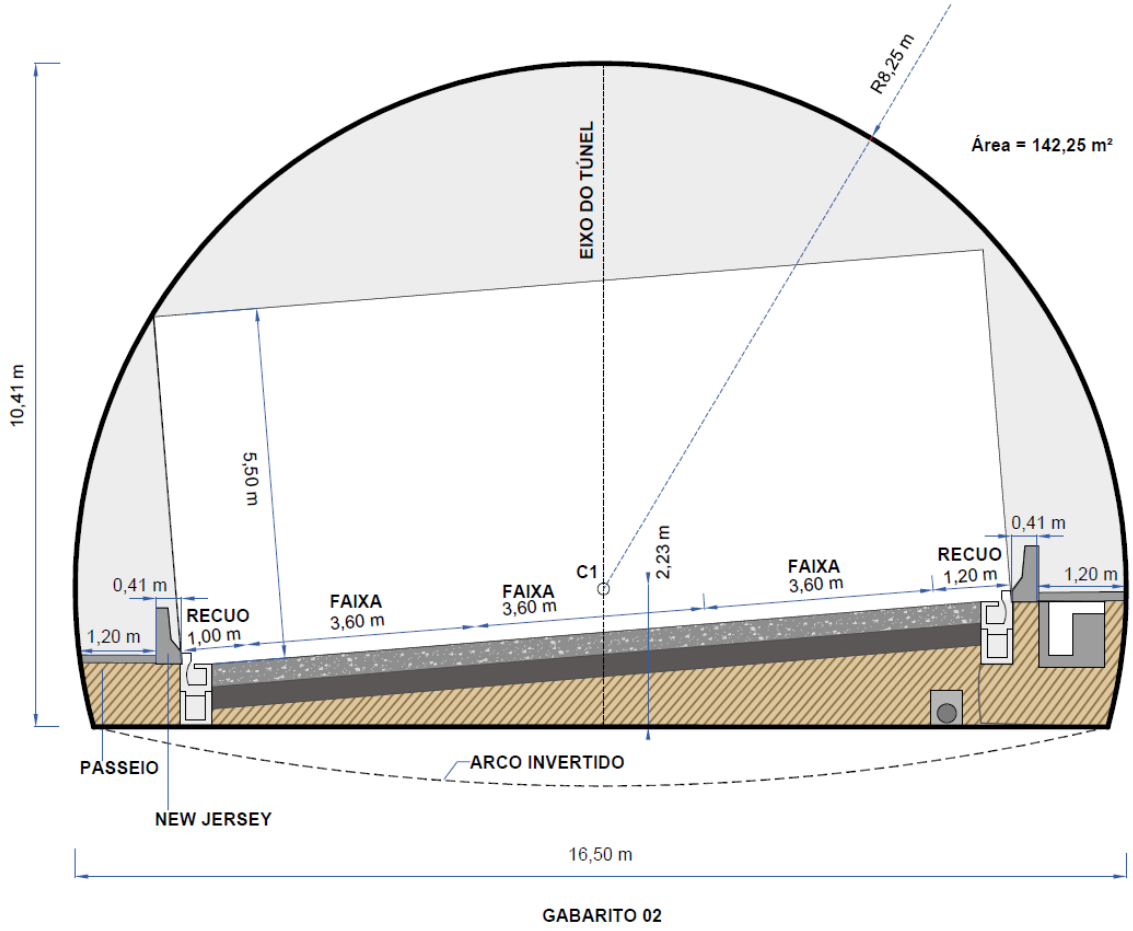


Figura AP. A2 Seção transversal de projeto RBR - 02

Fonte: Elaboração própria

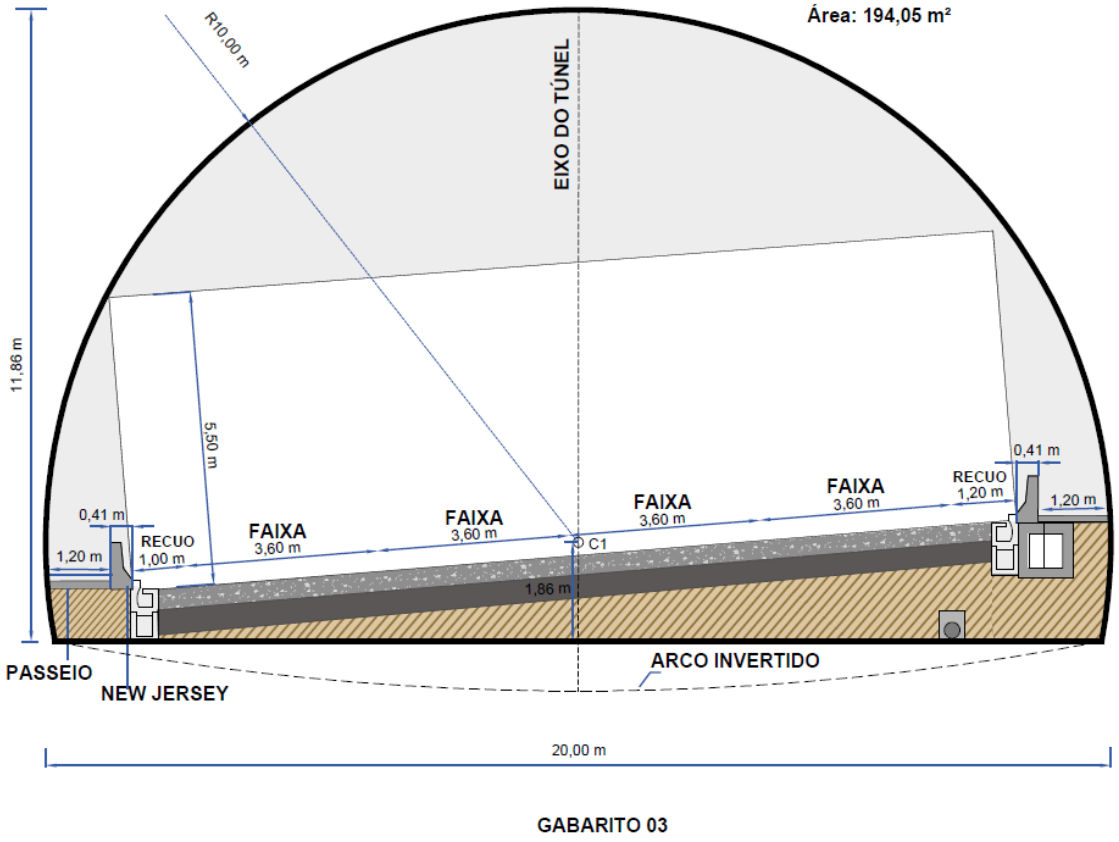


Figura AP. A3 Seção transversal de projeto RBR - 03

Fonte: Elaboração própria

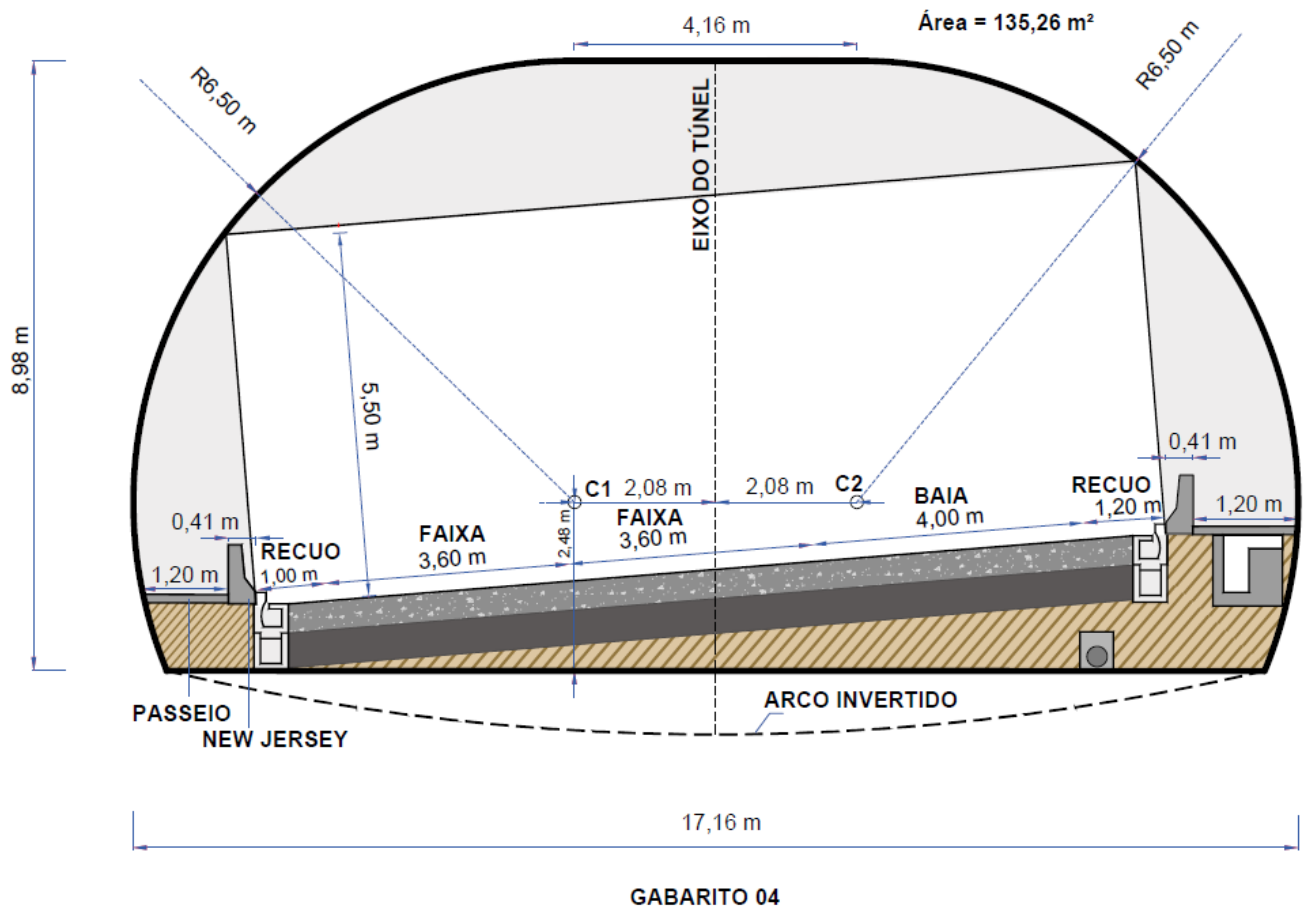


Figura AP. A4 Seção transversal de projeto RBR - 04

Fonte: Elaboração própria

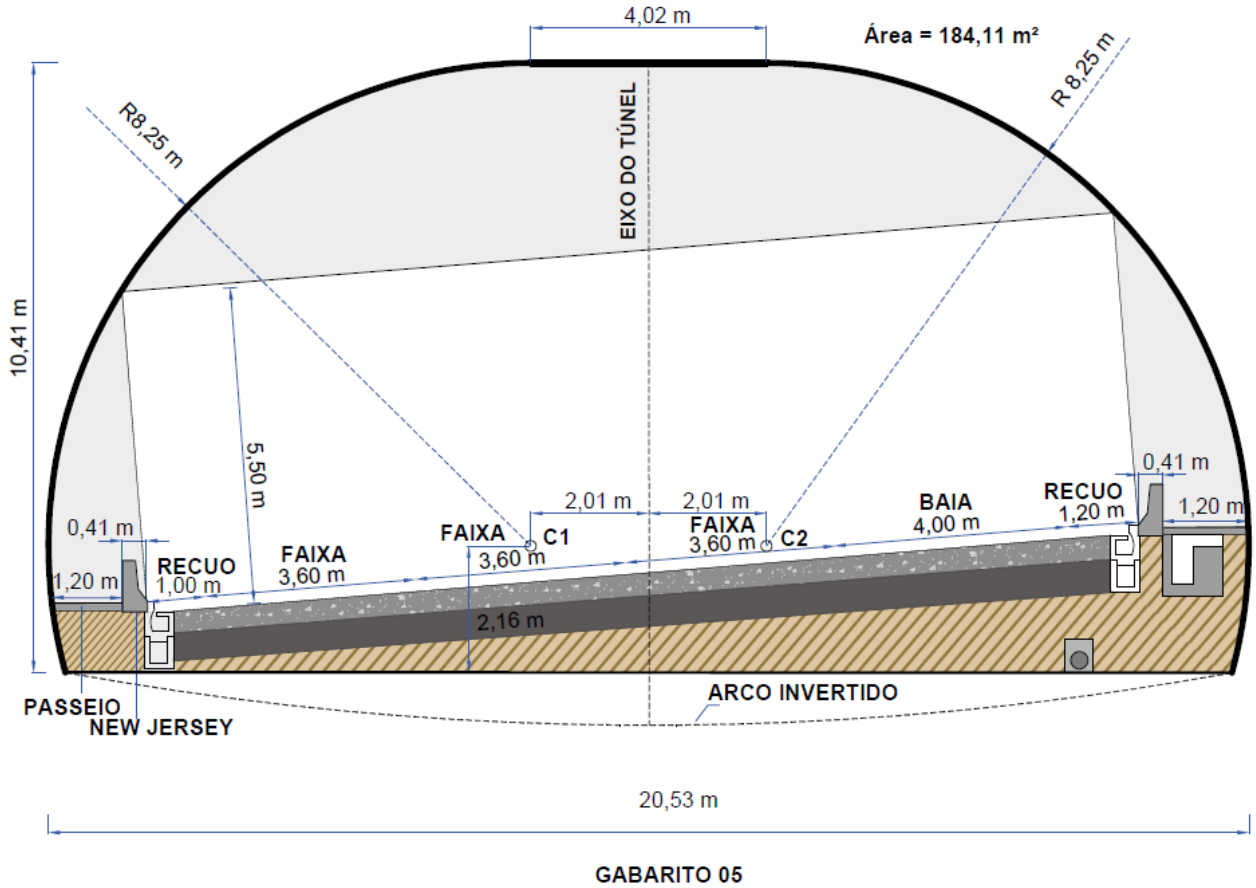


Figura AP. A5 Seção transversal de projeto RBR - 05

Fonte: Elaboração própria

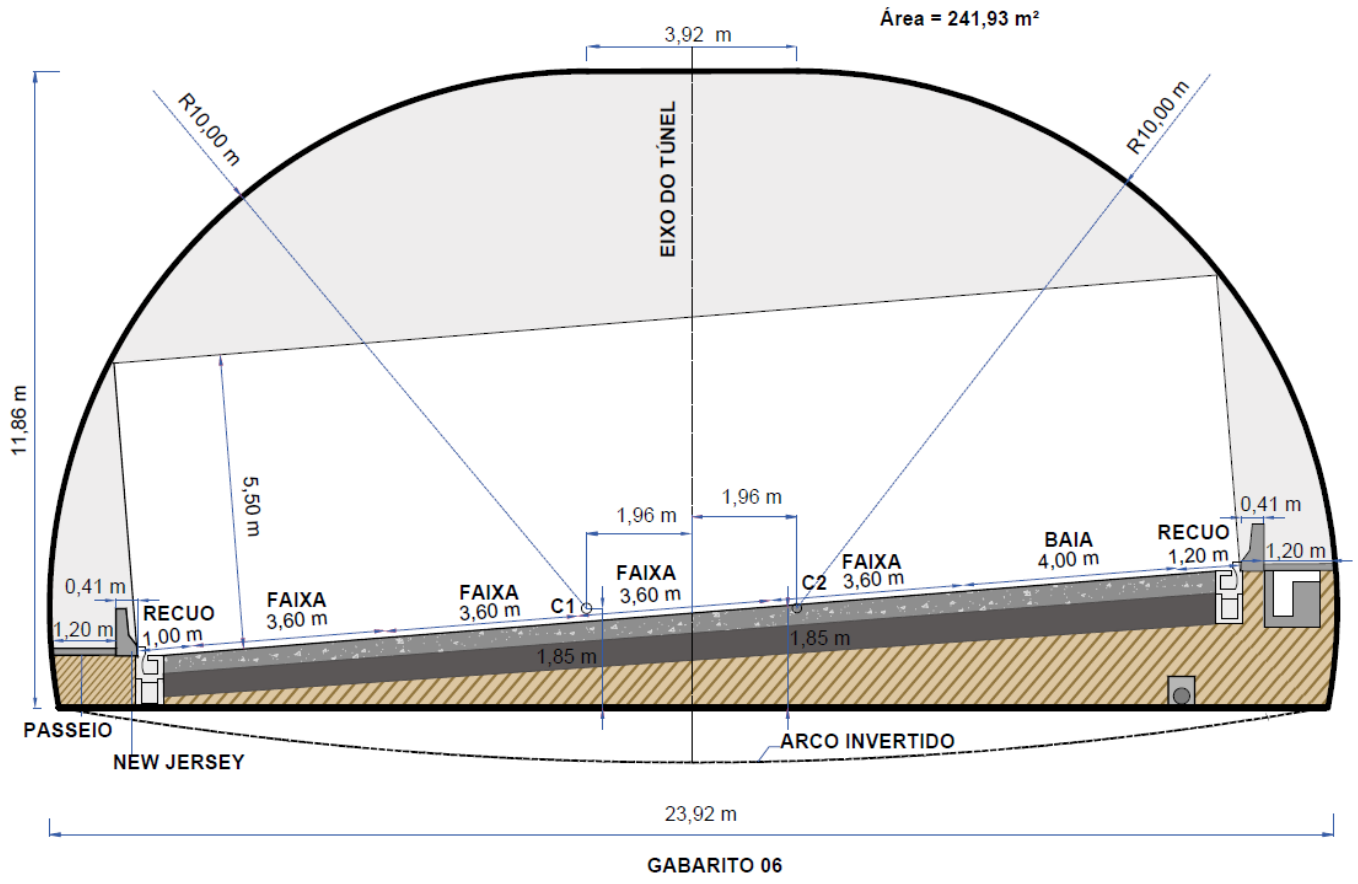


Figura AP. A6 Seção transversal de projeto RBR - 06

Fonte: Elaboração própria

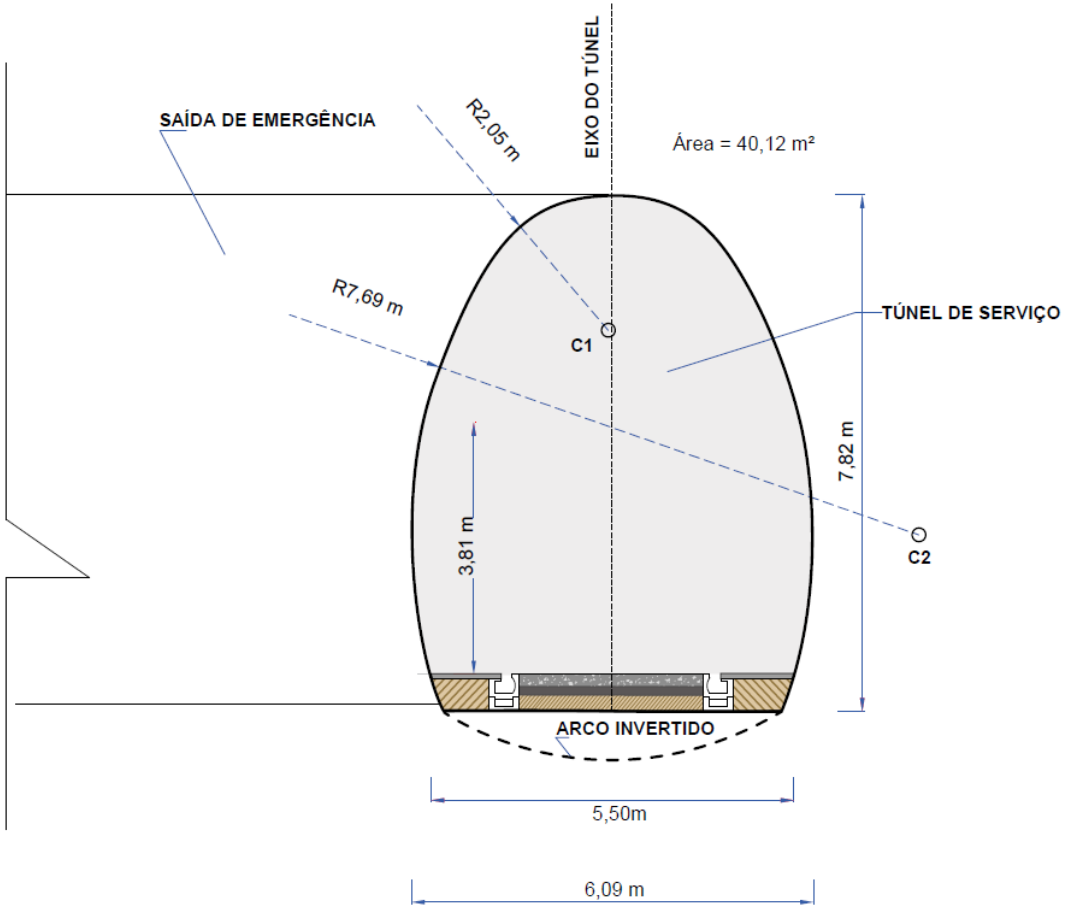


Figura AP. A7 Seção transversal de projeto RBR - 07

Fonte: Elaboração própria

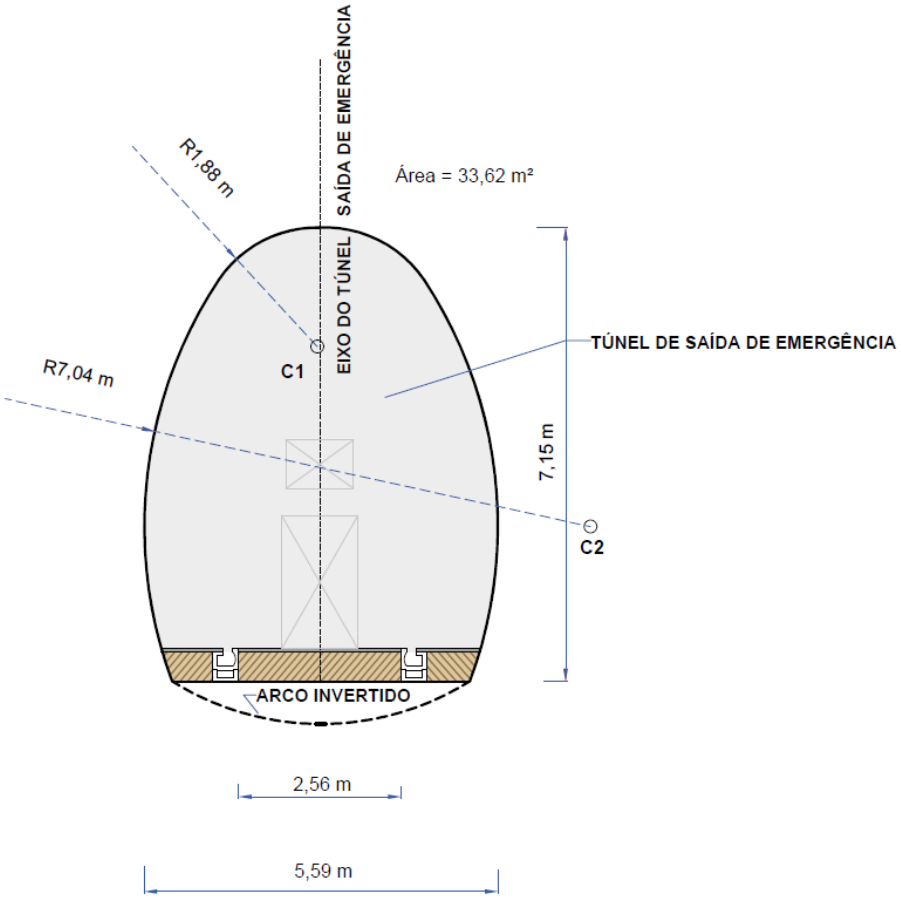


Figura AP. A8 Seção transversal de projeto RBR - 08

Fonte: Elaboração própria

APÊNDICE B: SEÇÕES FERROVIÁRIAS TIPO

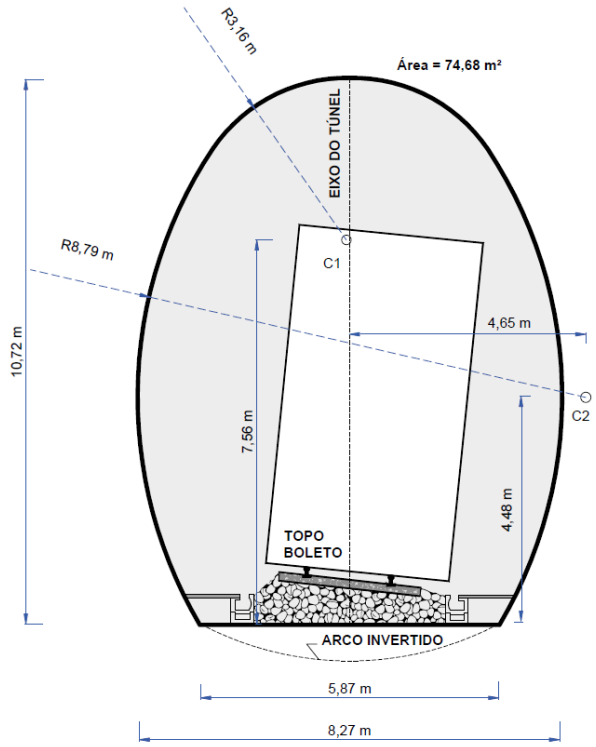


Figura AP. B1 Seção transversal de projeto FBR - 01

Fonte: Elaboração própria

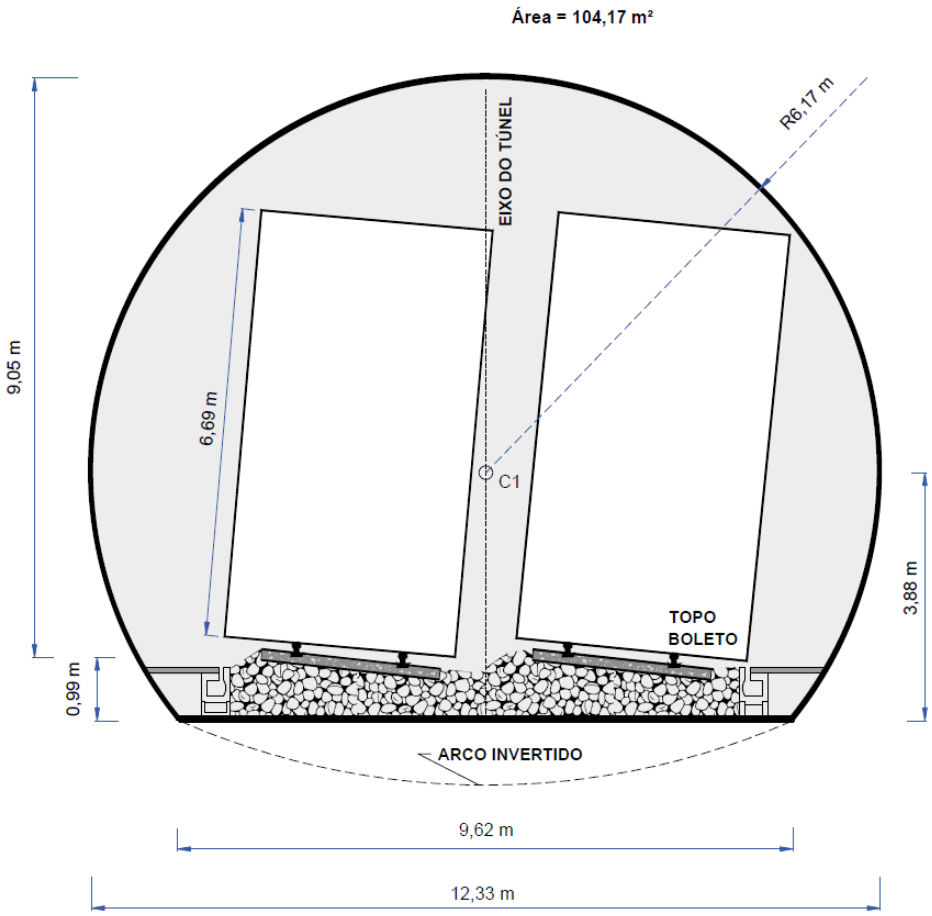


Figura AP. B2 Seção transversal de projeto FBR - 02

Fonte: Elaboração própria

APÊNDICE C: DIRETRIZES E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA OS SERVIÇOS DE TELEVISAMENTO[9] ÓPTICO E ACÚSTICO DAS PAREDES DE FUROS DE SONDAGENS

1 INTRODUÇÃO

O televisionamento óptico e acústico das paredes de furos de sondagem é uma técnica avançada utilizada na geologia de engenharia para caracterizar os aspectos geológico--geotécnicos de maciços rochosos e respectivas descontinuidade. Esse método combina tecnologia visual e acústica para fornecer informações detalhadas e precisas sobre as condições das paredes dos furos sondagem, permitindo a obtenção de dados relevantes, sendo especialmente útil em projetos de túneis.

Esse anexo sintetiza o funcionamento de ambos os métodos, indicando as especificações técnicas dos serviços, especificamente na obtenção de dados de campo, assim como a interpretação e apresentação dos resultados. Esse documento faz parte da publicação “Manual de Projeto de Túneis Rodoviários e Ferroviários”, do DNIT.

Ambas as tecnologias são compostas por sondas com sistema de aquisição de imagens, sendo que em projetos de túneis o método mais utilizado atualmente é o óptico.

O equipamento de televisionamento óptico (OTV) utiliza câmeras de alta resolução que captam imagens 360° das paredes dos furos de sondagem. Essas câmeras são inseridas nos furos e registram vídeos ou fotografias que permitem identificar características físicas, como condições do maciço rochoso, fraturas e outros detalhes do substrato rochoso. Com estas imagens, é possível criar um registro visual detalhado da área sondada, praticamente um testemunho de sondagem virtual.

[9] O termo televisamento é também utilizado como sinônimo para televisionamento.

O equipamento televisionamento acústico (ATV), por sua vez, utiliza ondas sonoras para mapear a estrutura interna das paredes dos furos. Esse método emprega transdutores acústicos que emitem pulsos e captam o retorno das ondas refletidas pelas superfícies internas. As informações acústicas são transformadas em imagens ou gráficos que revelam irregularidades, densidade e características estruturais que podem não ser visíveis a olho nu. É particularmente útil na detecção de abertura das descontinuidades em um maciço rochoso. É necessário água ou fluído de perfuração no furo. Oferece as mesmas opções de tratamento de dados do OTV, mas com imagem acústica (ABGE, 2023).

2 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Este documento foi desenvolvido com base em três publicações principais, visando complementar as informações fornecidas. São elas:

- ET-9.00.00.00/3W8-001 – Televisamento de furos de sondagens - especificação técnica. Companhia do Metropolitano de São Paulo, 12/11/2018, 15p.
- NORMA ABGE 105/2023 – Imageamento de furo de sondagem – perfilagem óptica e acústica. Norma da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental – ABGE, 1° Edição, 2023, 17p.
- Oliveira, D.G.G. de, 2015. Televisionamento óptico de sondagens – proposta metodológica para execução e suas aplicações em obras subterrâneas. Dissertação de mestrado, IGC-USP, 187p.

3 ESPECIFICAÇÕES DOS SERVIÇOS

Tanto a ET-9.00.00.00/3W8-001 quanto a Norma da ABGE 105/2023 apresentam especificações técnicas para a execução dos serviços de televisamento. Abaixo se compilam as informações, indicando a fonte específica para cada uma, ou ambas, quando for o caso. Ademais, algumas são aqui acrescidas. Ressalta-se que como na subseção 3.1. do Manual está sendo requerido o diâmetro NW, como sendo o mínimo para a execução das sondagens, não será comentada as especificações quanto ao diâmetro mínimo, já que esse aspecto está sendo atendido devido aos requerimentos básicos das sondagens.

Para a execução do serviço e respectiva obtenção de imagens, deve-se adotar os seguintes procedimentos:

I. **Limpeza do furo:** para a perfilagem óptica (OTV), o furo de sondagem a ser perfilado deve estar limpo e livre de qualquer obstrução que possa comprometer a realização da perfilagem (ABGE 2023), garantindo que informações não sejam ocultadas pela presença de água turva em seu interior. Cabe à contratada a decisão e a responsabilidade de qual método deverá ser utilizado para garantir uma boa filmagem. Caso ocorra a opção pelo uso de produtos químicos, a contratada é responsável pela verificação da adequação desses produtos às normas ambientais vigentes. A contratada deve garantir a qualidade dos serviços executados. Não serão aceitas imagens com qualidade que impeça a observação de informações relevantes sobre as características das descontinuidades e do maciço rochoso, salvo quando autorizado pela fiscalização, nos casos em que não seja possível manter o interior no furo limpo (ET-9.00.00.00/3W8-001).

II. **Presença de água:** Para a perfilagem acústica (ATV) é obrigatória a presença de água ou fluido de perfuração. No caso de fluído de perfuração é necessário estimar a velocidade de propagação do som nesse material. (ABGE 2023). No caso da impossibilidade de manter o furo limpo, conforme requisitado no item 1, para o televisamento óptico, a técnica deverá necessariamente ser mudada para a aquisição das imagens via televisamento acústico (ATV).

III. **Declinação magnética:** A aquisição das imagens deverá ser realizada considerando-se o norte magnético, ou seja, sem declinação magnética. A declinação magnética deverá ser incluída apenas na fase de tratamento de dados. Na fase de tratamento de dados, a declinação magnética a ser aplicada deve ser a apontada pelo Observatório Nacional (disponível na internet), para a data da aquisição das imagens. Como exemplo, para o dia 30/11/2012, a declinação magnética para a cidade de São Paulo é de -20.74° (339.26° em azimute). A declinação magnética deverá ser sempre atualizada quando do tratamento dos dados, e o valor utilizado, assim como sua fonte, deverão ser citados no relatório a ser apresentado (ET-9.00.00.00/3W8-001).

IV. **Identificações de obstruções:** Antes de iniciar a perfilagem, é feita uma checagem nas condições do furo para verificação de possíveis obstruções que possam interferir na descida e subida do equipamento. Essa verificação pode ser feita por meio de uma sonda tipo cáliper ou da descida de uma haste ou uma ponteira (de aço, por exemplo), que represente o diâmetro do equipamento utilizado (ABGE 2023). Caso, no serviço de campo, ocorram interferências e/ou anormalidades que não possam ser resolvidas pela contratada, a contratante deverá ser acionada para avaliar possíveis soluções alternativas, como, por exemplo, mudança da profundidade do trecho a ser filmado. A segurança do equipamento de televisamento e qualquer imprevisto que possa vir a

ocorrer durante a execução, como o travamento da sonda dentro do furo, são de total responsabilidade da executora (ET-9.00.00.00/3W8-001).

V. **Furos inclinados:** No televisamento de furos inclinados, a aquisição de imagens deverá ser realizada imediatamente após a conclusão da sondagem (ET-9.00.00.00/3W8-001). Esse procedimento visa evitar o desmoronamento das paredes do furo.

VI. **Comprimento do cabo de aço:** Deve-se verificar se o cabo de aço utilizado possui o comprimento necessário para registrar todo o furo (ABGE 2023). Esse é um procedimento principalmente necessário para furos profundos (> 40 metros).

VII. **Equipamento acessório de campo:** Uma mesa deverá ser montada ao lado para posicionamento dos equipamentos eletrônicos: computador, baterias e demais ferramentas que serão utilizadas durante toda a operação (ABGE 2023).

VIII. **Testes iniciais:** É praxe realizar inspeção visual e testar os equipamentos ópticos e acústicos na bancada, antes do início dos trabalhos. Todo o equipamento é calibrado e "zerado" para dar início à descida das sondas (ABGE 2023).

IX. **Velocidade de execução:** A velocidade de execução das perfilagens é determinada pelo fabricante e aplicada pelo programa, que registra a todo tempo as imagens captadas das paredes do furo. Pode-se fazer a perfilagem tanto descendente como ascendente, sendo comum a primeira ser um teste e a segunda a imagem final, por permitir melhor controle das ferramentas. A perfilagem é considerada concluída após a varredura de todo o furo e a verificação de que as imagens registradas estão dentro do que se considera satisfatório para interpretação dos dados (ABGE 2023).

X. **Revestimento do furo:** Deve ser comparada a profundidade do revestimento do furo fornecido pela executora da sondagem com o encontrado no televisamento, para calibração das demais profundidades. Essa informação também deverá constar no relatório a ser entregue pela contratada (ET-9.00.00.00/3W8-001).

4 ANÁLISE E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A análise das imagens obtidas é realizada posteriormente, em escritório. Deve ser analisada tanto a matriz rochosa quanto as descontinuidades. Assim como na ET-9.00.00.00/3W8-001, as feições que devem ser caracterizadas estão divididas por matriz rochosa e descontinuidades. Além disso, cada furo deverá conter as seguintes informações básicas (itens de 1 a 9, de acordo com a norma da ABGE 2023, item 10, de acordo com a ET-9.00.00.00/3W8-001):

I. Nome da obra e do contratante.

II. Identificação (com o mesmo número da sondagem).

III. Diâmetro, inclinação com a vertical e rumo do furo especificado.

IV. Desvio do furo.

V. Cota e coordenadas.

VI. Data de execução (início e término da perfilagem).

VII. Leitura do nível d'água no início e término da perfilagem. No caso de não se ter atingido o nível d'água na sondagem, deverá constar na planilha de apresentação e de imagens as palavras "furo seco".

VIII. Imagens em 2D das paredes dos furos.

IX. Imagens em 3D das paredes dos furos (testemunho virtual).

X. Declinação magnética de acordo com o especificado em 3 do item 4.

XI. Informações de qualquer dificuldade encontrada durante o procedimento.

XII. As imagens apresentadas em 8 e 9 devem se iniciar apenas após o revestimento metálico. Não é necessário incluir a imagem do revestimento nos resultados.

XIII. Além das imagens, devem ser apresentadas as planilhas com as informações requisitadas nas subseções 4.1 e 4.2.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA MATRIZ ROCHOSA

Os parâmetros sugeridos para a descrição da matriz rochosa, possíveis de serem observados nas imagens de televisionamento e de interesse para projetos de engenharia, são: a descrição dos litotipos, estrutura, textura, composição mineralógica e seu grau de alteração. Essa descrição deve ser realizada considerando a metodologia de descrição de testemunhos de sondagem da ISRM (1978) e ABGE (2024).

O testemunho virtual deve ser dividido em zonas sempre que houver mudanças em um dos parâmetros, principalmente definindo intervalos com graus de alteração distintos, delimitando domínios estruturais e litológicos diferentes. A primeira planilha a ser elaborada deve conter informações dos litotipos, indicando os diversos trechos definidos na matriz rochosa, conforme indicado na Tabela AP.C1. A Figura AP.C1 ilustra um caso de mudança na textura da rocha e inclui uma descontinuidade, necessitando ser dividido em trechos distintos na Tabela AP.C1.

É essencial observar que quaisquer mudanças em um dos critérios de classificação da matriz rochosa, implicará na inserção de intervalos distintos. Nesse item, deve ser também incluído veios que não impliquem em uma descontinuidade física. Conforme se descreve na ET-9.00.00.00/3W8-001, na matriz rochosa devem ser descritos os aspectos do corpo rochoso como um todo, incluindo estruturas ditas penetrativas, que não interrompam necessariamente a continuidade física do meio rochoso (exemplo: foliação, xistosidade, bandamento, acamamento, dobramentos, veios etc.), conforme a Tabela AP. C2.

Tabela AP.C1 Exemplo de tabela com informações da rocha intacta

Furo xxx			Tabela – rocha intacta				
Prof.(m)	Espessura (m)	Litologia	Unidade	Estrutura	Textura	Composição Mineralógica	Grau de alteração
18,92	0,32	Xisto	Complexo Embu	Bandada, com lentes milimétricas ora félsicas ora máficas	Foliada, equigranular com granulação fina a muito fina	Quartzo, Feldspato, minerais máficos (biotita e etc).	IV
19,24	4,08						III
23,32	0,38						II
23,7	1,00						III
24,7	2,80						II
27,5	0,95						III
28,45	0,19						II
28,64	7,21	Granito	Cantareira	Isotrópica, maciça, sem foliação	Porfirítica, com matriz de granulação fina e porfiroblastos de feldspato (1 a 2 cm)		III
35,85	0,72						II
36,57	3,26						I
39,83	0,95						II
40,78	8,40						I
49,18	Fim do furo						

Fonte: Modificado de Oliveira (2015)

Tabela AP.C2 Estruturas penetrativas delimitadas em imagem de televisionamento

Furo SM-1111			Tabela – Estruturas penetrativas				
Número	Prof (m)	Espessura (cm)	Direção de mergulho	Mergulho	Litologia	Tipo de estrutura	Grau de alteração
66	32,6		242	28		FOLIAÇÃO	
74	33,29	10	356	30	QUARTZO	VEIO	I
75	33,44		244	35		FOLIAÇÃO	
90	33,58		250	34		FOLIAÇÃO	
95	33,67	20	243	42	MÁFICO	VEIO	II
105	34,45	8	312	32	MÁFICO	VEIO	II
106	34,68		236	55		FOLIAÇÃO	

Fonte: Oliveira (2015)

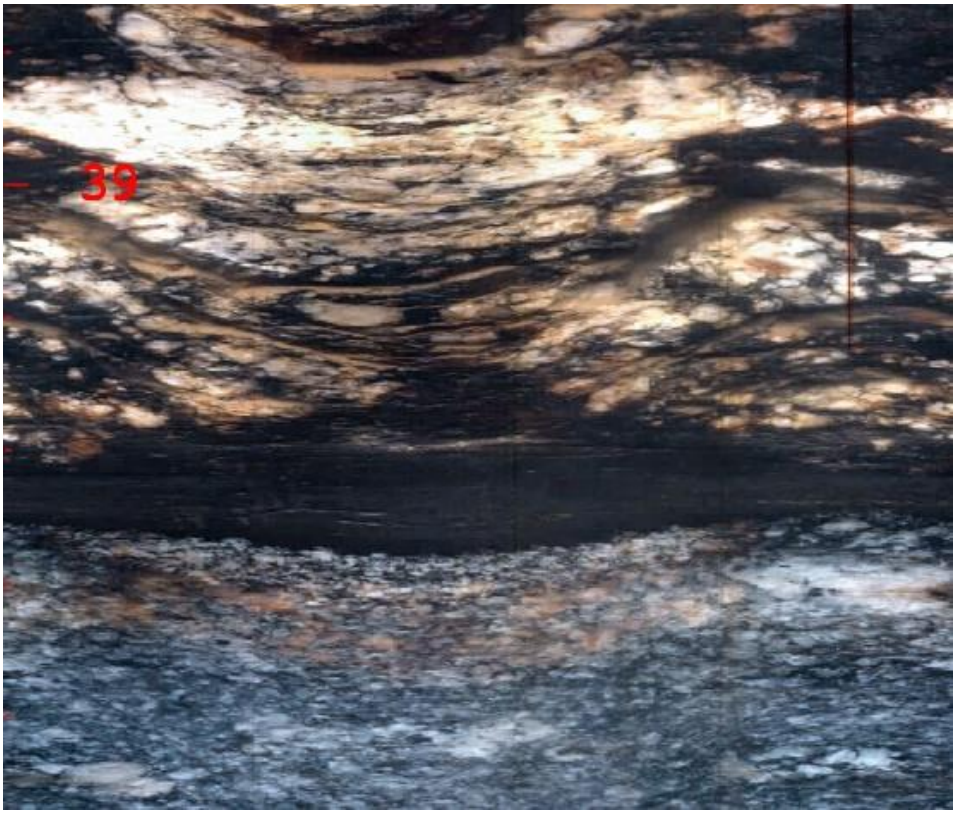


Figura AP.C1 Mudança brusca na textura, os dois trechos devem ser descritos separadamente na

Fonte: Metrô-SP, retirado de Oliveira (2015)

A foliação precisa ser registrada em toda a imagem do furo de sondagem, observando possíveis mudanças na sua orientação. Diversas vezes essa foliação está paralela à uma família de descontinuidade. Isso deve ser indicado, porém a foliação só será uma descontinuidade quando realmente puder ser observado um aspecto descontínuo entre as duas paredes da matriz rochosa.

A distinção entre descontinuidades e feições penetrativas nem sempre é clara, tornando essencial a descrição detalhada de todas as feições observadas no maciço. É necessário demarcar a foliação ao longo de toda a imagem do furo de sondagem, verificando quaisquer mudanças relevantes na sua orientação. Isso pode fornecer indícios de alterações no padrão geológico-estrutural, como a proximidade de uma zona de cisalhamento (Oliveira, 2015).

A caracterização do estado de alteração da rocha pode ser feita visualmente de forma limitada. Praticamente, variações no brilho e na coloração dos minerais indicam uma maior alteração em comparação com trechos de rocha sã (Oliveira, 2015).

Para a caracterização de tais intervalos alterados sugere-se o uso da tabela adaptada de ISRM (1978) (Quadro AP.C1).

Quadro AP.C1 Graus de alteração do maciço rochoso

Siglas	Denominações	Características da rocha
I	Rocha sã ou praticamente sã	Ausência de sinais de material rochoso alterado ou minerais ligeiramente descoloridos. Minerais com brilho.
II	Rocha medianamente alterada	Apresentam minerais com menor brilho e a rocha é bastante descolorida.
III	Rocha muito alterada	Apresentam minerais sem brilho e a rocha é bastante descolorida. Menos do que a metade do material rochoso está decomposto ou desintegrado.
IV (IV a VI)	Rocha extremamente alterada	Apresentam minerais totalmente sem brilho e a rocha é intensamente descolorida. Mais do que a metade do material está decomposto ou desintegrado, solo.

Fonte: Adaptado de ISRM (1978) e Serra Junior & Ojima (1998)

4.2 Caracterização das descontinuidades

O televisionamento oferece imagens cilíndricas das paredes dos furos de sondagem e perfurações, tanto "enroladas" quanto "desenroladas". Nas imagens desenroladas, descontinuidades são identificáveis por curvas senoidais. Essas curvas podem ser definidas digitalmente a partir de três pontos na imagem, configurando uma linha que representa uma descontinuidade espacial com sua atitude correspondente.

As seguintes feições devem ser caracterizadas e, quando não possível de ser identificada, uma justificativa deve ser apresentada textualmente nos relatórios fornecidos. São estas as feições:

- tipo de estrutura;
- rugosidade;
- abertura;
- presença e material de preenchimento, alteração das paredes e percolação d’água (caso visível);
- espaçamento e grau de fraturamento (por trechos isofraturados);

- RQD teórico (por isofraturamento).

4.2.1 Tipo de estrutura

O tipo de estrutura refere-se apenas ao tipo de estrutura da descontinuidade, pois no caso de outra feição, deverá estar sendo descrita na Tabela AP. C4 de estruturas penetrativas. Dentre os tipos de estrutura de descontinuidade, poderia ser descrita uma fratura, que ao final dever ser a maioria dos casos, porém também pode ocorrer falha, ou dobras que se apresentem como uma descontinuidade, foliação com abertura, contato litológico, ou zonas de cisalhamento. Esta última geralmente é difícil de se delimitar na escala de uma sondagem, pois ocorre em faixas de maiores espessuras. O principal é apontar as falhas, pois essas devem receber tratamento especial no estudo da estabilidade do túnel.

A Tabela AP.C4 ilustra um plano de falha identificado nas imagens de televisamento, porém passado totalmente desapercebido no testemunho de sondagem, pois a rocha está toda quebrada. Isso demonstra uma das vantagens do método.

O método óptico tem uma vantagem nessa feição, já que ele não é tão perceptível na tecnologia acústica. Portanto, em túneis com regiões que se espera ocorrer falhas, o método óptico pode trazer mais resultados.

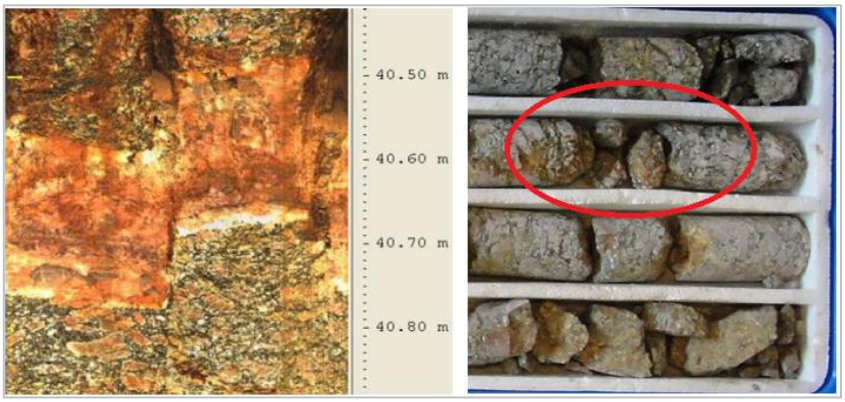


Figura AP.C2 Comparação entre falha detectada na imagem do OPTV, à esquerda, e região correspondente nos testemunhos de sondagem, onde ela passa imperceptível

Fonte: Imagens da CMSP, retirado de Oliveira (2015)

4.2.2 Rugosidade

A rugosidade das descontinuidades é um fator essencial na resistência ao cisalhamento, especialmente nos casos de contato parede-parede. De maneira geral, essa característica é descrita em termos de irregularidades (definidas como a rugosidade propriamente dita) e ondulações.

Um dos métodos de se avaliar a rugosidade em um plano, conforme sugerido por ISRM (1978) é a comparação do perfil de rugosidade usando uma linha reta como referência. No caso do televisionamento, considera-se como referência a linha traçada automaticamente quando selecionados os três pontos que definem o plano da descontinuidade no espaço. Na prática, ao serem marcados os traços de descontinuidades no testemunho virtual, quanto mais esta linha fica contida no traço da descontinuidade na imagem, menos rugosa esta seria e vice-versa (Exemplo: Figura AP. C2).

De qualquer forma, esse procedimento não deixa de ser qualitativo, dependendo da experiência do analista, pois há casos de fraturas que não são facilmente definidas como lisas ou rugosas, outras, entretanto, são bastante evidentes. Há que se considerar que essa mesma dificuldade pode ser encontrada nos testemunhos de sondagem, pois o limite que separa uma descontinuidade lisa de uma rugosa é muitas vezes tênue, se tratando mais de um intervalo gradacional. O que sim é essencial seria distinguir as fraturas com planos claramente lisos/polidos, pois estes representam uma qualidade geomecânica menor e influenciará na classificação dos maciços e nos parâmetros de análise cinemática.

Na prática, quando se tem dúvida se uma descontinuidade é lisa, provavelmente ela é rugosa. Quando fica claro que ela está totalmente reta, então realmente deve ser apontado o termo liso. Aqui há uma proposta de simplificação do método proposto por Oliveira (2015), assim como os apresentados em Oliveira *et al.* (2013). Se sugere apenas dois termos (Rugosa- R, Lisa - L). A Figura AP.C3 ilustra essa diferença que deverá ser sempre apontada como parte dos resultados, para os levantamentos ópticos, já que no acústico não é possível ver claramente essa feição. No ATV essa é uma feição pouco evidente de se visualizar.

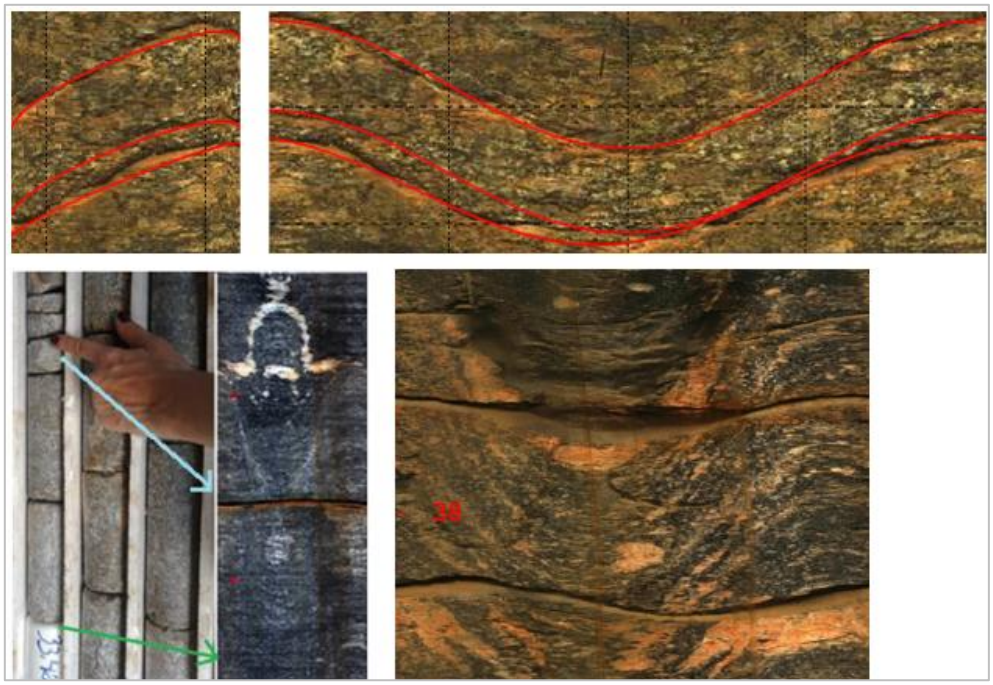


Figura AP.C3 No topo, são fraturas rugosas, estando fora da linha demarcada e abaixo são exemplos de fraturas claramente lisas

Fonte: Oliveira (2015)

4.2.3 Abertura

Esse parâmetro é essencial de ser descrito e é possível de ser observado em ambos os métodos, o óptico e o acústico. A abertura poderá estar relacionada a um potencial fluxo d'água, assim como baixas qualidades geomecânicas, pois os blocos formados seriam menos estáveis, caso algum dos planos estivesse aberto. Essa fratura aberta pode ainda estar preenchida. É um parâmetro que só é possível de ser observado nas imagens de televisamento e não em testemunhos de sondagem.

É importante notar a escala fornecida nas imagens, o que possibilita a correta delimitação do espaço aberto. Aqui também é proposta uma simplificação do sugerido em Oliveira (2015), sugerindo apenas os termos fechada (F) e aberta (A), depois a abertura pode ser estimada, o que deixa clara a existência de vazios mais significativos. A Figura AP.C4 ilustra fraturas claramente fechadas à esquerda e abertas à direita.

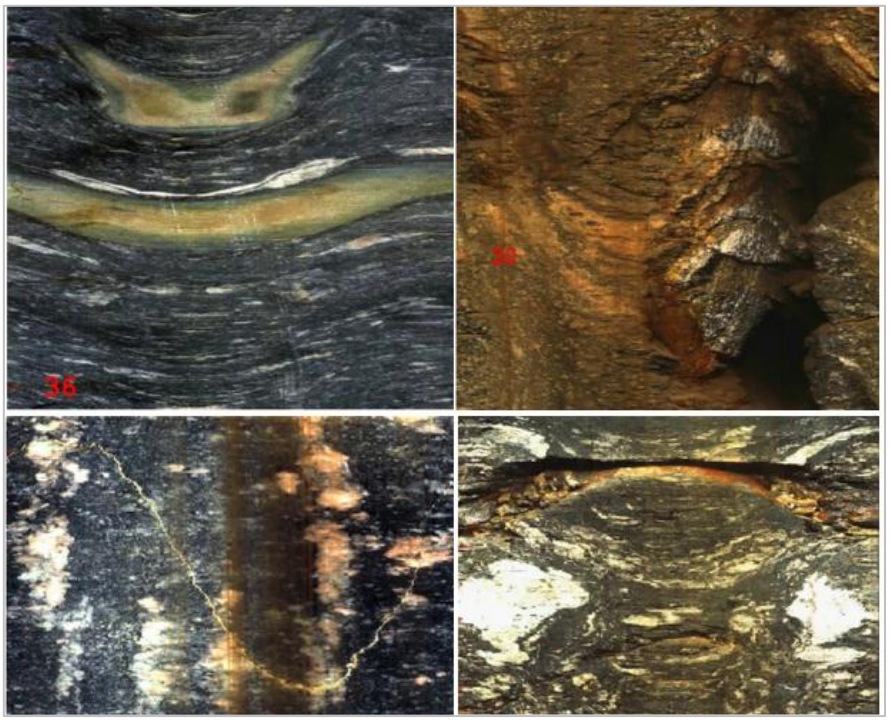


Figura AP.C4 Fraturas fechadas, à esquerda, e fraturas abertas, à direita

Fonte: Oliveira (2015)

4.2.4 Presença e material de preenchimento, alteração das paredes e percolação d'água

Os parâmetros de presença, material de preenchimento, alteração das paredes e percolação d'água podem ser unificados em um único parâmetro: condições das paredes. Essa é outra proposta de simplificação da metodologia proposta em Oliveira (2015), o que facilita a interpretação e evita redundâncias. Aqui devem ser descritas as condições das paredes, que podem ser alteradas, poderia ter preenchimento e até indicar alguma percolação d'água visível na imagem. A existência de preenchimento no ATV é possível de se notar, porém não qual o tipo de preenchimento.

Aqui se propõe utilizar o Quadro AP.C2 que é uma modificação de uma tabela do IPT (1984), proposta em Oliveira (2015), para as imagens do televisamento.

No campo observações da Tabela AP.C6, que compila todas as informações das descontinuidades, pode se detalhar o preenchimento e acrescentar informações, quando existentes, de percolação d'água.

Quadro AP.C2 Caracterização do preenchimento

Sigla	Condições de alteração e preenchimento das paredes de descontinuidades
D1	Contato rocha-rocha, paredes sãs, sem preenchimento, brilho intenso
D2	Contato rocha-rocha, preenchimento de material pétreo rijo (calcita, quartzo, epídoto)
D3	Paredes com alteração incipiente, brilho mais fraco, sinais de percolação d'água, oxidadas, sem preenchimento
D4	Paredes alteradas, brilho fraco, preenchimento ausente, fratura aberta
D5	Paredes alteradas, sem brilho, com preenchimento de fragmentos de rocha
D6	Paredes alteradas, sem brilho, com preenchimento de argila e/ou areia (detalhar)
D7	Paredes alteradas, sem brilho, com preenchimento distinto ou não identificado (detalhar)

Fonte: Modificado de IPT 1984, retirado de Oliveira (2015)

4.2.5 Espaçamento e grau de fraturamento

O grau de fraturamento de um maciço rochoso visa caracterizar a distribuição de descontinuidades em testemunhos de sondagem. O fraturamento é expresso em graus de intensidade e explicita a quantidade de fraturas por metro (Quadro AP.C3).
Embora se chame fraturas por metro, é importante caracterizar trechos isofraturados, ou seja, com fraturamento homogêneo. A descrição por isofraturamento modifica a caracterização do maciço. Devem-se contar as fraturas em trechos similares e considerar a quantidade por metro. A mesma lógica aplica-se ao RQD teórico para evitar que trechos muito fraturados sejam ignorados ou que rochas de melhor qualidade sejam penalizadas por pequenos trechos mais fraturados. Maior detalhamento sobre essa lógica pode ser encontrado em Oliveira & Jerônimo (2018).

Quadro AP.C3 Grau de fraturamento

Siglas	Fraturas/m	Denominações do maciço
F1	< 1	Ocasionalmente fraturado
F2	1 a 5	Pouco Fraturado
F3	6 a 10	Medianamente Fraturado
F4	11 a 20	Muito fraturado
F5	> 20	Extremamente fraturado

Fonte: IPT (1984)

É essencial que os trechos sem qualquer fratura, em no mínimo um metro, seja também apontado como um intervalo, já que esse trecho seria caracterizado como F1.

Apesar desses parâmetros de fraturamento e espaçamento poderem ser caracterizados em testemunhos virtuais, deve-se levar em conta que um testemunho de sondagem poderá apresentar maior incidência de fraturamento devido a quebras mecânicas, dependendo das condições na perfuração e posterior descrição, podendo haver modificações significativas que dependem da experiência da equipe técnica envolvida no procedimento.

É fundamental considerar a tendência de demarcação de todos os planos visualizados na imagem de televisionamento. No entanto, muitos desses planos não apresentam continuidade e, portanto, não necessariamente implicam na quebra real do testemunho de sondagem. Recomenda-se que, sempre que um plano não contínuo ou pouco evidente for identificado, ele seja registrado em uma coluna adicional denominada “observações”. Posteriormente, no tratamento dos dados, esses planos deverão ser desconsiderados, inclusive para cálculo do RQD teórico. Essas seriam as fraturas imperceptíveis e devem ser criteriosamente ignoradas.

É importante destacar que, frequentemente, fraturas verticais a subverticais ocorrem em relação à inclinação do furo televisionado. No entanto, nem sempre é possível demarcá-las na fase de interpretação das imagens, devido à limitação do *software* em fechar curvas senoidais extremamente abertas. Ainda assim, essas feições devem ser devidamente caracterizadas e incorporadas à análise estrutural, considerando parâmetros como espaçamento e grau de fraturamento (Oliveira 2015).

Uma recomendação apresentada por Oliveira (2015) é a programação de sondagens inclinadas e televisadas sempre que viável. Esse tipo de sondagem é fundamental para a definição de um modelo estrutural tridimensional mais preciso, auxiliando na determinação de parâmetros como J_v e RQD, já mencionados anteriormente. Idealmente, a direção da sondagem inclinada deve ser definida após a caracterização das principais famílias de descontinuidades inclinadas identificadas no furo vertical, evitando o enviesamento dos dados e permitindo uma medição mais equilibrada das fraturas horizontais, cuja frequência tende a ser maior em levantamentos verticais.

4.2.6 RQD Teórico

O RQD (*rock quality designation*) é um parâmetro definido por Deere (1964) para ser levantado em testemunhos de sondagem. O RQD é definido como o percentual da soma dos segmentos intactos do testemunho com comprimento superior a 10 cm, em relação ao comprimento total da perfuração, ou trecho considerado.

Conforme explicam Lemos *et al.* (2018), o índice RQD também é usualmente calculado considerando trechos de fraturamento homogêneo (isofraturamento), ao invés do comprimento das manobras. No Brasil este índice é denominado de IQR (Índice de Qualidade de Rocha) e pode ser definido como o percentual entre os comprimentos das peças de no mínimo 10 cm e o trecho de isofraturamento, de acordo com a Equação 1 (ABGE, 2013):

$$IQR = \frac{\Sigma Li}{L_n} \times 100\% \qquad (1)$$

Sendo L_i o comprimento das peças maiores ou iguais a 10 cm e L_n o comprimento do trecho de faturamento homogêneo.

Oliveira (2015) sugere que a linha de medida de espaçamento obtida em uma perfilagem óptica (e acústica) seria similar à uma linha de medida (*scanline*), portanto, o RQD teórico poderia ser obtido através de uma das equações propostas, ou por Priest & Hudson (1976), utilizando uma equação exponencial, ou por Sen & Eissa (1992), que utilizam uma distribuição normal.

Um estudo detalhado sobre a aplicação dessa técnica em pedreiras com distintos litotipos foi apresentado por Oliveira (2000). Nesse trabalho, concluiu-se que uma distribuição exponencial negativa, conforme o modelo de Priest & Hudson (1976), representa de maneira mais adequada a variação dos espaçamentos das descontinuidades em maciços rochosos graníticos e gnáissicos.

Por outro lado, para rochas basálticas, caracterizadas por disjunções colunares, e rochas areníticas, onde predomina o acamamento regular, os espaçamentos das descontinuidades tendem a se ajustar melhor a uma distribuição normal, conforme descrito no modelo de Sen & Eissa (1992).

O cálculo do RQD teórico (RQD^*) deve ser feito, portanto, utilizando os mesmos intervalos que os utilizados pelo grau de fraturamento, utilizando o parâmetro λ, que seria o número de descontinuidades por metro. Para o método de Priest & Hudson (1976), mais adequado para um fraturamento mais caótico, como de rochas ígneas, por exemplo, a Equação 2 deve ser utilizada:

$$RQD^* = 100e^{-0,1\lambda(0,1+1)} \quad (2)$$

Segundo Priest & Hudson (1976), utilizando dados experimentais, o RQD^* foi comparado com o RQD medido, obtendo-se um erro máximo de 5 % em relação ao valor real. Os autores sugerem que essa metodologia seja aplicada a uma ampla gama de tipos rochosos, a fim de validar sua aplicabilidade e aprimorar sua representatividade em diferentes contextos geotécnicos.

Sen & Eissa (1992), por meio de modelos conceituais e medidas obtidas em linhas de amostragem, estabeleceram uma correlação entre os parâmetros RQD e índice volumétrico de juntas (J_v), utilizando a média e o desvio padrão como variáveis estatísticas fundamentais. Essa relação foi ajustada a partir de uma distribuição log-normal, determinada pela frequência multiplicada pelos valores de espaçamento das descontinuidades. O modelo proposto é descrito pela Equação 3, que define a esperança matemática do RQD, fornecendo uma representação quantitativa do grau de fragmentação do maciço rochoso.

$$\mathrm{E(RQD)} = 100\left\{1 - \mathrm{F}\left[\frac{\ln(0.1\lambda)}{\sigma_{\ln\chi}} - \sigma_{\ln\chi} + 1\right]\right\} \quad (3)$$

Onde:
λ é o número médio de descontinuidades;
$\sigma_{\ln\chi}$ é o desvio padrão dos valores logaritmizados de espaçamento.

Na equação apresentada, o termo dentro dos colchetes representa a área sob a função de distribuição de probabilidade normal padronizada, integrada no intervalo de $-\infty$ até o valor especificado. Os autores enfatizam a relevância do desvio padrão, uma vez que sua variação impacta significativamente os valores de RQD, proporcionando uma caracterização mais precisa da distribuição dos espaçamentos das descontinuidades.

De forma prática, para maciços pouco fraturados, um desvio padrão reduzido tende a elevar o valor médio do RQD, indicando uma menor fragmentação da rocha.

4.2.7 Planilha para Caracterização das Descontinuidades

Considerando todo o exposto sobre os parâmetros que caracterizam as descontinuidades, é fornecida o Quadro AP.C4 que é o modelo de uma planilha para ser utilizada para a descrição de tais parâmetros das descontinuidades.

Os dados estruturais devem ser fornecidos na medida CLAR, que é a direção do mergulho e o mergulho, já incluindo a declinação magnética, que deve ser claramente informada. Não é necessário utilizar a letra N antes dos três dígitos da direção de mergulho, facilitando o tratamento de dados. Opcionalmente, um arquivo em blocos de notas pode ser fornecido apenas com a direção do mergulho/mergulho.

Quadro AP.C4 Padrão da tabela para a descrição de descontinuidades

Furo sm-1111						Tabela - Descontinuidades						
Número ID	Prof (m)	Espaçamento (m)	Tipo de estrutura	Direção de mergulho	Mergulho	Rugosidade	Abertura	Espessura abertura (cm)	Condição das paredes	Observações	Grau de fraturamento	RQD Teórico Priest & Hudson
1	52,86	0	Fratura	290	37	L	F	0	D1	Fluxo d'água aparente	F2	72
2	53,00	0,14	Fratura	310	39	L	A	1	D2			
3	53,18	0,18	Fratura	338	25	R	F	0	D3			
4	53,20	0,02	Falha	335	27	L	A	0,8	D4		F1	94
5	53,25	0,05	Fratura	306	35	R	A	2	D4	Sinais de oxidação		
6	53,41	0,16	Fratura	116	74	R	A	1	D2		F3	45
7	53,49	0,08	Fratura	111	68	L	F	0	D4			

GLOSSÁRIO

A

Abóboda	Ou calota, é a região superior da seção transversal do túnel, normalmente em formato de arco ou semicírculo.
Abrigo de emergência	Área confinada, sinalizada, iluminada, dentro de túnel, condicionada a abrigar pessoas em condições seguras, durante tempo limitado, na ocorrência de incidente ou incêndio. Conforme a ABNT NBR 15661, é proibida a adoção de abrigos de emergência no interior do túnel; portanto, as saídas de emergência devem sempre conduzir os usuários diretamente para o exterior.
Acostamento	Espaço adjacente à faixa de trânsito, destinado ao uso emergencial de veículos. Em obras de túneis, em alguns casos é projetado para ampliação futura de sua capacidade, convertendo-se em uma faixa de rolamento.
Águas de infiltração	Água de percolação subsuperficial advinda da infiltração das águas das chuvas presente nos maciços.
Arco invertido	Relativo ao método convencional de escavação, trata-se de um elemento de suporte empregado na soleira/base do túnel nos trechos em solo ou rocha alterada. Funciona como um anel contínuo, distribuindo as tensões que atuam na estrutura. Em geral, são construídos com uso de concreto projetado e tela metálica e pode ser provisório, denominado Arco Invertido Provisório (AIP), ou definitivo, denominado Arco Invertido Definitivo (AID).
Arco invertido definitivo (AID) ou *invert*	Estrutura curva na base do túnel (contra abóbada) que equilibra os esforços de compressão oriundos da calota e proporciona fundação definitiva ao túnel.
Arco invertido provisório (AIP)	Estrutura curva na base do túnel (contra abóbada), executada em nível intermediário entre a base da calota e a cota de fundo do túnel, visando equilibrar os esforços oriundos da calota de forma provisória, até que seja escavado novo lance do rebaixo permitindo a execução do arco invertido definitivo.
Arqueamento	Fenômeno de redistribuição natural de tensões no maciço ao redor da cavidade do túnel, formando um "arco" de carga estável.
Autossustentação	Capacidade de autossuporte do maciço, ou seja, tempo em que o maciço possui estabilidade sem a necessidade de sistema de suporte, para certa dimensão de vão livre do túnel.

Aquífero	Formação ou grupo geológico que armazena água subterrânea que abastece gradativamente poços e rios. É abastecido por meio da água da chuva que infiltra nos solos e nas rochas.

B

Bacia hidrográfica ou bacia de contribuição	Área física e coletora de água de precipitação, definida pelos divisores de água e drenada por um curso de água ou um sistema de cursos de água.
Baias de emergência	Áreas de recuo para veículos no interior do túnel rodoviário, destinadas à parada de veículos em emergências, como acidentes ou problemas mecânicos.
Barreiras de concreto	Também denominadas barreiras New Jersey, são elementos em concreto armado utilizados para contenção de veículos. Em túneis rodoviários, têm a função de proteger a estrutura, evitando a danificação das paredes laterais em caso de acidentes.
Bitola ferroviária	Distância medida entre as faces internas dos trilhos de uma via férrea, sendo o parâmetro que define a largura da via. A bitola determina a compatibilidade dos veículos ferroviários, a estabilidade da circulação, a capacidade de carga e o desempenho operacional da ferrovia.
BEM	Método dos elementos de contorno (*boundary element method*).

C

Câmara cônica	Alargamento progressivo em formato cônico da seção do túnel, acompanhando o perfil das enfilagens, de modo a manter um volume de solo constante entre estas e o perfil de escavação.
Calota	Parte superior do túnel com escavação parcializada (também chamada de top *heading*).
Cambota	Arco estrutural usualmente metálico, treliçado ou em perfil, cuja finalidade é promover suporte provisório para a frente recém escavada enquanto o concreto projetado não adquire resistência, e de conferir um gabarito de escavação e concretagem para o túnel.
Cambota metálica	Elemento estrutural produzido em perfil especial, laminado e em formato de H, I ou U, ou constituído por segmentos que formam arcos fechados, integrando o sistema de suporte. Pode ser fabricado sob medida ou na obra, com uso de barras de aço convencionais, e se constituir de perfis sólidos ou treliçados.

Capacidade	Refere-se à quantidade máxima de tráfego que um túnel rodoviário pode acomodar de forma segura e eficiente. A capacidade é influenciada pelo número de faixas de rolamento, variando o volume de tráfego, o dimensionamento geométrico da seção transversal, e fatores de segurança como saídas de emergência e baias de estacionamento. É essencial considerar as diretrizes normativas que regem a implementação para assegurar que o túnel atenda adequadamente à demanda prevista, promovendo a segurança e a eficiência na operação.
Capelamento	Colapso parcial do maciço junto ao teto e/ou laterais do túnel em rocha ou solo, formando uma cavidade consideravelmente além do perfil projetado, chamada de “capela”.
CCPh (*cement churning piles* – horizontal)	Técnica de melhoramento e pré-suporte do solo, semelhante ao *jet-grouting*, executada de forma horizontal ou sub-horizontal, para formar colunas cimentadas que atuam como pré-casca protetora.
CFD (*computational fluid dynamics*)	Modelagem computacional para prever o comportamento de fluxos e temperaturas em sistemas de drenagem.
Chumbador	Barra de aço (geralmente não tensionada) fixada no maciço para estabilização de blocos de rocha.
Classificação geomecânica	Classificação do maciço rochoso em função das características da rocha intacta, da estrutura de fraturamento, das condições das descontinuidades e de carregamentos naturais, como pressões de água e tensões, que visa determinar soluções de engenharia ou indicar propriedades geomecânicas. Os parâmetros necessários para a classificação são obtidos por meio de ensaios *in situ*, amostras recolhidas de sondagens ou com a própria observação do maciço, possibilitando a previsão do comportamento e dos suportes a serem instalados em um túnel. Os sistemas mais conhecidos são o RMR (*Bienieawski*) e o Q (*Barton*).
Classificação geotécnica	Classificação das camadas de solo, de acordo com sua origem e formação.
Cobertura (lateral/vertical)	Espessura de rocha ou solo acima da crista e/ou junto às laterais da seção escavada do túnel, influenciando a estabilidade, a capacidade de arqueamento, as pressões geotécnicas, as deformabilidades e a influência de sobrecargas junto.
Coluna de *jet-grouting*	Coluna de solo-cimento de resistência considerável e formada a partir de injeções de calda de cimento sob alta pressão, por meio da técnica de melhoramento do solo conhecido como *jet-grouting*.

Contato solo/rocha	Zona de transição entre materiais com comportamentos geomecânicos distintos, geralmente crítica para o controle de tensões e deformações.
Compartimentação (teórica/real)	Discriminação do túnel em segmentos longitudinais de características geotécnicas e geomecânicas homogêneas, com a finalidade de se determinar as soluções estruturais e construtivas que devem ser empregadas para cada situação.
Cortina atirantada	Relativo ao método de escavação em vala recoberta, trata-se de uma estrutura de contenção que utiliza como suporte elementos longitudinais ancorados ao terreno por meio de injeções e protensão.
Curvas horizontais	Curvas responsáveis por concordar os trechos retos consecutivos (tangentes), a fim de fornecer suavidade ao traçado.
Curvas verticais	Curvas responsáveis por concordar, de modo confortável e seguro, as rampas ascendentes e descendentes do perfil longitudinal do projeto do eixo de uma rodovia.
***Cut & Cover* (vala a céu aberto)**	Método de construção de túneis rasos em que se escava uma vala aberta, constrói-se o túnel dentro dela e, em seguida, a vala é recoberta.

D

DEM	Método dos elementos discretos (*discrete element method*).
Descontinuidades	Fraturas ou falhas em rochas que podem influenciar a estabilidade e o comportamento da escavação.
Drenagem profunda	Sistema de captação de água subterrânea em solo ou rocha, e rebaixamento do lençol freático.
Drenagem superficial	Sistema de captação e/ou de intercepção de água resultante de precipitação, no caso de encostas, aquelas advindas das áreas adjacentes e que percolam pela face dos taludes.
Dreno horizontal profundo (DHP)	Solução para controle do nível d´água do maciço, promovendo alívio de pressões e vazões até certa distância da frente de escavação, por gravidade.
Dreno horizontal profundo a vácuo (DHPv)	Idem ao DHP, porém aplicando-se vácuo para promover os mesmos efeitos, em materiais de baixa permeabilidade.

Drill & Blast	Método tradicional de escavação de rochas duras, que consiste em perfurar furos na frente de escavação, carregá-los com explosivos e detoná-los para quebrar o maciço.

E

Efeito chaminé	Fenômeno causado pela diferença entre as temperaturas no interior e no exterior do túnel, provocando um deslocamento da massa de ar da zona de maior para a de menor pressão.
Efeito Kaiser	Fenômeno observado em ensaios de emissão acústica em maciços rochosos, onde a emissão de sinais ocorre somente quando o material é submetido a tensões superiores ao nível previamente aplicado. Esse comportamento permite identificar o limiar de carregamento do maciço, sendo útil na determinação e monitoramento das condições de tensão durante o desenvolvimento de túneis.
Eixo da rodovia	Alinhamento longitudinal da rodovia projetado no plano horizontal. Em uma seção transversal, o eixo se resume a um ponto.
Emboques	Trechos iniciais do túnel (cinco vezes o seu diâmetro), onde a conformação do terrapleno passa a ser adaptada para a execução da escavação. Podem ainda ser divididos em emboque (entrada do túnel) e desemboque (saída do túnel).
Enfilagem	Técnica de pré-suporte utilizada em túneis para estabilizar o terreno à frente da frente de escavação, especialmente em solos, rochas fraturadas. Podem ser constituídos de barras ou tubos de aço. Podem ser cravados ou perfurados no terreno, em ângulo ascendente, acima da abóbada do túnel, antes do início da escavação, criando um “guarda-chuva” que suporta temporariamente o terreno, evitando desmoronamentos e permitindo uma escavação segura.
Estudo ambiental simplificado (EAS)	Compreende o estudo necessário à implantação de empreendimentos onde não são encontradas condicionantes que indicam a necessidade de realização de um EIA/RIMA.

F

Faixa de rolamento	Ou faixa de trânsito, é o espaço dimensionado destinado à passagem de um veículo por vez, o qual é visualmente demarcado na rodovia por meio de sinalização horizontal.
Falha	Ruptura ou cisão de um bloco de rochas ou faixas estreitas da superfície em que ocorre ou ocorreu deslocamento relativo entre esses blocos adjacentes, que tende a ser plana, mas pode ser curvilínea.
Família de fraturas	Conjunto de descontinuidades planares ou subplanares (fraturas) que são caracterizadas pela ruptura ou cisão de blocos de rocha ou faixas estreitas da superfície em que não há deslocamento dos blocos adjacentes. Essas descontinuidades podem ter padrão regular ou semelhante.
Faseamento	Processo de parcialização da área escavada, de acordo com o comportamento do maciço verificado na modelagem numérica, ou em campo durante a obra.
Fator de segurança (em relação à estabilidade de encostas)	Razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante mobilizada ao longo da superfície de ruptura.
Fator K	Relação entre o volume médio diário anual (VMDA) e o volume horário de projeto (VHP), expresso em percentagem. Sugere-se que a escolha do valor K a ser utilizado no projeto seja aquele fornecido pelo trecho onde a curva da enésima hora muda rapidamente de declividade. Cabe observar que essa mudança de direção não é precisa, permitindo uma certa variação na escolha da hora de projeto. No Brasil, é comum a adoção da 50ª hora com maior volume de tráfego no ano.
FDM	Método das diferenças finitas (*finite difference method*).
Feição geológica	Característica estrutural do maciço rochoso.
FEM	Método dos elementos finitos (*finite element method*).
Frente de escavação	Zona ativa onde ocorrem as principais atividades de escavação do túnel, como a execução de enfilagens, pregagens de frente, perfuração, desmonte e aplicação do suporte e revestimento do túnel, tão rápido quanto necessário. É a parte mais crítica da escavação.

G

Gabarito vertical	Altura livre, acima da superfície da pista de rolamento, a ser observada ao longo de toda a extensão do trecho ou de um determinado dispositivo projetado, para assegurar a passagem dos veículos mais altos nele autorizados a transitar.
Geofísica	Estudo da estrutura, da composição, das propriedades físicas e dos processos dinâmicos da Terra e de outros corpos celestes por meio de métodos físicos indiretos, desenvolvendo modelos matemáticos consistentes com os dados e proposições científicas.
Geomecânica	Estudo das propriedades e do comportamento mecânico das rochas e dos solos que compõem o maciço.
Geomorfologia	Ramo das ciências da terra que estuda as formas superficiais do relevo e toda sua dinâmica estrutural de formação e transformação, buscando interpretar a origem e a evolução dessas manifestações, principalmente face aos controles lito-estruturais e climáticos.
Greide da rodovia	Linha que corresponde ao eixo da rodovia, representado no plano vertical.

H

Half-drift	Método de escavação que parcializa a seção em uma “meia-seção”, de modo a minimizar a área de exposição da frente de escavação, e investigar e tratar o maciço de forma antecipada à execução completa do túnel.
Hidrogeologia	Ramo da geociência que estuda a água subterrânea e sua relação com o ambiente geológico.
Highway Capacity Manual (HCM)	Método internacionalmente utilizado para análise da capacidade e do Nível de Serviço (NS) em rodovias. Trata-se de uma referência em conceitos, medidas de desempenho e técnicas para avaliar a operação de rodovias, levando em consideração os tipos de veículos (passeio e comerciais), o volume de tráfego na hora de análise, bem como o tipo de rodovia, o relevo, a velocidade, o número de faixas, entre outros aspectos referentes ao segmento em estudo.

I

Impacto ambiental	Qualquer alteração significativa das propriedades físicas, químicas e biológicas do meio ambiente em um ou mais de seus componentes, resultante das atividades humanas que, direta ou indiretamente, afetem: a saúde, a segurança e o bem-estar da população; as atividades sociais e econômicas; a biota; as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente; e a qualidade dos recursos ambientais.

J

Jumbo	Equipamento de perfuração hidráulico para furos de desmonte, ancoragens ou injeções.

L

Litotipo	Tipo de rocha identificado com base em suas características litológicas, como composição mineral, textura, estrutura e cor. A classificação de litotipos é essencial em estudos geotécnicos e geológicos para definir o comportamento do maciço rochoso em obras de engenharia.

M

Machavante	Similar às enfilagens, porém normalmente constituídas por barras ou chapas de aço com comprimentos limitados, cravadas no teto junto à frente de escavação, conferindo estabilidade temporária ao maciço até que o revestimento seja aplicado e adquira a resistência mínima necessária.
Maciço	Região não limitada de material rochoso, terroso ou misto onde se realizarão as atividades de estudos, projetos e posterior escavação inerentes a obras subterrâneas.
Mapas pedológicos	Documentos que apresentam a distribuição espacial dos solos, tendo informações qualitativas e quantitativas desse recurso natural, constituindo-se em base de dados importantes no planejamento e gestão territorial, incluindo

	pesquisas e estudos sobre agricultura, geotecnia, geografia, biologia, geologia, ciências ambientais, entre outras áreas.
Mapeamento geológico	Representação gráfica da geologia estrutural abaixo de uma superfície rochosa ou maciço rochoso, que visa fornecer ao profissional envolvido na construção de um túnel o completo entendimento do maciço na frente de escavação considerada ou de seu entorno.
Membranas impermeáveis	Materiais aplicados sob o revestimento de concreto, para se obter o controle sobre os fluxos de água e a infiltração em um túnel. As membranas são aplicadas sobre o concreto por meio de demãos, constituindo um material sem emendas.
Método sobre perfuração (*overcoring*)	Técnica indireta para determinação de tensões in situ em rochas. O método consiste na instalação de sensores em furos previamente realizados, seguida pela remoção controlada do material ao redor desses sensores, o que provoca o alívio das tensões. A partir das medições das deformações resultantes, é possível calcular o estado de tensão original do maciço.
Modelo constitutivo	Conjunto de equações matemáticas que descrevem o comportamento mecânico de um solo ou rocha, relacionando tensões e deformações sob diferentes condições de carregamento.
Modelo geológico-geotécnico	Representação plana ou tridimensional de um trecho de interesse, por meio de seções ou vistas, que contempla a estratigrafia das camadas de solo e rocha, com espessura e nível de água. Indica, ainda, a localização das sondagens realizadas, a resistência mecânica, os contatos geológicos, as falhas e as descontinuidades.

N

NATM (novo método austríaco de tunelamento)	Técnica de escavação de túneis que utiliza a própria resistência do maciço rochoso ou do solo como parte essencial da estabilidade do túnel, com uso de suporte primário (como concreto projetado, chumbadores e telas metálicas).
Núcleo	Massa de rocha ou solo deixada temporariamente na frente de escavação, com a função de estabilizar o maciço por gravidade durante o avanço.

O

***Overbreak* (sobre-escavação)**	Quando a escavação ultrapassa o contorno projetado, removendo mais material do que o necessário e gerando desperdício ou aumento de volume de suporte/revestimento.

P

Parâmetros de deformabilidade	Referem-se aos parâmetros necessários para avaliação de deslocamentos no maciço, tais como módulos de deformabilidade, elasticidade (E) e cisalhante (G) e ao coeficiente de Poisson (ν).
Parâmetros de resistência	Referem-se à resistência ao cisalhamento do maciço (τ), tais como ângulo de atrito do solo (φ) e coesão (c) no modelo de Mohr-Coulomb e similares no modelo de Hoek & Brown, Barton & Bandis, entre outros.
Parâmetros geotécnicos	Propriedades hidráulico-mecânicas do solo, podendo ser classificados em parâmetros de resistência, de deformabilidade e de permeabilidade.
Parcialização	Divisão da escavação em etapas (ex.: calota → núcleo → rebaixo) para melhor controle de estabilidade e/ou adequação às dimensões e alcances dos equipamentos disponíveis.
Perfil estratigráfico	Representação dos estratos ou camadas de materiais que compõe o terreno.
Perfil geológico--geotécnico	Prancha de projeto que contempla a representação gráfica das camadas de solo e rocha com espessura e nível de água. Indica, ainda, a localização das sondagens realizadas, a resistência mecânica, os contatos geológicos, as falhas e as descontinuidades.
Perfilagem óptica	Técnica de vídeo-inspeção, através de poços ou furos de sondagem, para a visualização das feições geológico-geotécnicas das camadas de solo/rocha.
Petrografia	Ou análise petrográfica, consiste no estudo macro e microscópico das rochas e seus minerais, definindo as texturas e estruturas, a mineralogia e a classificação da rocha.
Pista de rolamento	Espaço correspondente ao conjunto de faixas de trânsito, também chamadas de faixa de rolamento, contíguas, em tuneis rodoviários.
Plano de fogo	Representação gráfica do esquema de fogo para o desmonte da rocha do túnel.

Portais	Estrutura metálica, ou em concreto armado, ou ainda constituída em túnel falso, presente na entrada e na saída do túnel que atua na proteção do trecho inicial dos emboques.
Pregagem de frente	Elemento estrutural temporário (denominado “tratamento”) constituído por tubos de PVC rígido (policloreto de vinila) ou fibra de vidro, de pequeno diâmetro, injetado com calda de cimento.
Proteção passiva (contra incêndio)	Parte do revestimento ou camada extra aplicada/instalada com capacidade de resistir aos efeitos deletérios de altas temperaturas de incêndios, protegendo a integridade e estabilidade estrutural do túnel.

R

Rampa (aclive ou declive)	Inclinação longitudinal de um trecho reto do greide, no projeto em perfil, geralmente expressa em percentual (%).
Rampa do corte	Superfície lateral, geralmente inclinada, resultante da conformação de uma seção em corte.
Rebaixo	Região inferior da seção transversal do túnel com dimensões variáveis.
Região montanhosa	É aquela onde são abruptas as variações longitudinais e transversais da elevação do terreno em relação à rodovia, e onde são frequentemente necessários aterros e cortes laterais das encostas para se conseguir implantar alinhamentos horizontais e verticais aceitáveis.
Região ondulada	É aquela onde as inclinações naturais do terreno exigem frequentes cortes e aterros de dimensões reduzidas para acomodação dos greides das rodovias, e que eventualmente oferecem alguma restrição à implantação dos alinhamentos horizontal e vertical.
Região plana	É aquela que permite a implantação de rodovias com grandes distâncias de visibilidade, sem dificuldades de construção e sem custos elevados.
Relatório geotécnico de referência (GBR)	Documento técnico que fornece informações sobre as condições geotécnicas de um local, utilizado para fundamentar decisões de engenharia.
Revestimento primário (em relação à terraplenagem)	Camada de solo selecionado de boa qualidade, estabilizado, superposta ao leito natural de uma rodovia, para permitir uma superfície de rolamento com características superiores às do solo natural, garantindo melhores condições de trânsito.
Revestimento primário (em relação ao sistema de suporte do túnel)	Também denominado de revestimento de primeira fase ou de revestimento inicial, trata-se de um elemento de suporte que atua na estabilidade do túnel após sua escavação, garantindo a segurança da abertura.

Revestimento secundário	Também denominado revestimento de segunda fase ou revestimento definitivo, trata-se de um elemento de suporte que atua no atendimento dos requisitos de estabilidade estrutural, durabilidade e manutenção.
Rockburst	Ruptura violenta do maciço devido à liberação abrupta de tensões, comum em rochas duras e profundas sob elevadas tensões iniciais.
Risco geotécnico	Incerteza relacionada às condições do maciço, solo ou rocha, podendo afetar a estabilidade da escavação, a convergência e o comportamento do revestimento.
Risco operacional	Riscos ligados à ventilação, sinalização, evacuação, iluminação e segurança durante a construção ou operação do túnel.
Risco estrutural	Probabilidade de falhas ou deformações excessivas em elementos de suporte ou revestimento, devido a esforços imprevistos ou deterioração.

S

Saída de emergência	Construção que interliga o ambiente interno do túnel com o ambiente externo, sinalizada, iluminada e condicionada ao abandono seguro do túnel, principalmente em caso de incêndio, não possuindo obstáculos à circulação de pessoas.
Sapata	Alargamento realizado na base do revestimento da calota, com a finalidade de conferir uma fundação temporária adequada ao revestimento, até que o arco invertido seja executado.
Seções tipo	Seções transversais características a considerar nos diferentes segmentos da via.
SEM (sequential excavation method)	Método de escavação sequencial, geralmente considerado uma evolução do NATM, que enfatiza o controle da deformação do terreno por meio de escavações e suporte em etapas.
Sensoriamento remoto	Conjunto de técnicas para adquirir informações sobre a superfície terrestre sem contato físico, usando imagens de satélites ou drones, essencial para mapeamento geológico.
Side-drifts	Método de parcialização das escavações similar ao *half-drift*, porém com o uso de túneis nas seções laterais, deixando um núcleo central temporário.
Sistema de suporte	Denominação do conjunto de elementos de suporte (cambotas, ancoragem, revestimento, tela metálica) que compõem a estrutura do túnel, que atuam individualmente ou em conjunto, na estabilização da escavação.

Sistema Q	Sistema de classificação geomecânica, que utiliza os seguintes parâmetros: índice de qualidade da rocha (RQD), índice do número de famílias de descontinuidades, índice de rugosidade, índice de alteração, influência de perda resultante da presença da água e fator de tensões do maciço.
Sistema RMR	Sistema de classificação geomecânica baseado na soma dos valores (pesos) individuais de seis parâmetros, sendo eles: resistência a compressão simples da rocha, RQD, espaçamento entre descontinuidades, padrão de descontinuidades e orientação das descontinuidades e na ação das águas subterrâneas.
Solos corrediços	São materiais de baixa coesão e elevada mobilidade, que perdem rapidamente a estabilidade após a escavação, escoando ou deslizando para dentro da cavidade do túnel. São típicos de areias soltas ou médias, exigindo a aplicação imediata do suporte após a escavação.
Solos desplacantes	São solos que mantêm certa resistência inicial, mas que tendem a se fragmentar ou se desprender em placas após o alívio de tensões, principalmente quando há presença de água subterrânea. Apresentam comportamento típico em argilas rígidas, siltes coesivos ou rochas muito fraturadas, requerendo controle rigoroso do tempo entre a escavação e a instalação do suporte.
Solos extrudáveis	São solos muito plásticos e compressíveis, geralmente argilas saturadas e sensíveis, que fluem lentamente para dentro da escavação após o alívio de tensões, em um processo semelhante à extrusão. Caracterizam-se por baixa resistência e alta deformabilidade, exigindo revestimentos contínuos e rígidos para conter o movimento do solo.
Sondagem	Processo de investigação de subsuperfície que, quando permite o recolhimento de amostras de solo e de rocha, denomina-se sondagem mecânica, e quando não permite qualquer espécie de amostragem, denomina-se sondagem geofísica.
Sondagem a percussão simples (SPT)	Método de investigação baseado na medida da resistência à penetração do solo por meio de movimentos de percussão. As amostras são coletadas de metro em metro e a resistência do solo é observada para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador padrão, a cada metro de ensaio.
Sondagem a rotopercussão	Perfurações rotativas e percussivas, sem obtenção de testemunhos, para análise de feições geológicas do maciço ou para aplicação da técnica de perfilagem óptica digital (televisionamento ou filmagem dos furos de sondagem).
Sondagem a trado (ST)	Investigação de campo para a coleta de amostra deformada em pequenas profundidades, sem a obtenção de índices de resistência e nível do lençol freático.

Sondagem mista (SM)	Associação entre uma SPT nos trechos em solo, e uma sondagem rotativa (SR) nos trechos em rocha.
Sondagem rotativa (SR)	Método de investigação de campo, com uso de um conjunto motomecanizado, utilizado em maciços rochosos com a obtenção de amostras cilíndricas de material, chamadas de testemunhos.
Subsidência	Rebaixamento generalizado da superfície do terreno devido à escavação ou perda de suporte subterrâneo.
Superelevação	Inclinação transversal da pista num trecho em curva horizontal, servindo para atenuar o efeito da força centrífuga. Pode ser expressa em proporção (m/m) ou em percentual (%).

T

Terreno montanhoso	Qualquer combinação de alinhamentos horizontais e verticais que obrigue os veículos pesados a operarem com velocidades de arrasto por distâncias significativas e a intervalos frequentes.
Terreno ondulado	Qualquer combinação de alinhamentos horizontais e verticais que provoque redução substancial das velocidades dos veículos pesados, mas sem obrigá-los a manter velocidades de arrasto por tempo significativo.
Terreno plano	Qualquer combinação de alinhamentos horizontais e verticais que permita aos veículos pesados manterem aproximadamente a mesma velocidade que os carros de passeio. Normalmente inclui rampas curtas de até 2 % de greide.
Tirantes	Ou ancoragens ativas, são elementos de suporte, utilizados em solo ou rocha, constituídos de barras de protensão ou barras de aço convencionais, que recebem tensionamento e, por isso, não dependem do movimento de instabilização para atuarem.
Túnel bidirecional	Túnel singelo que permite o tráfego ferroviário em ambos os sentidos na mesma seção, compartilhando a via permanente para circulação alternada ou controlada dos trens.
Túnel de baixa cobertura	Túneis cujas coberturas de material (solo e/ou rocha) sobre a geratriz superior ou junto às laterais ou devido às características de resistência e deformabilidade do maciço não conseguem garantir um arqueamento eficiente e nos quais há influência apreciável das condições presentes em superfície (sobrecargas, deformações, recalques, por exemplo).

Túnel de serviço/ emergência	Túnel de menor porte, interligado ao túnel principal, destinado a manutenção, rota de fuga e acesso de socorro.
Túnel ferroviário	Estrutura abaixo do nível do solo, com superfície protegida por revestimento de rocha, concreto e/ou aço, destinada à passagem de composições ferroviárias de passageiros e/ou carga. É implantada ao longo de ferrovias para permitir a continuidade da via permanente através de obstáculos naturais ou artificiais, garantindo condições adequadas de gabarito, segurança operacional e desempenho da infraestrutura ferroviária.
Túnel piloto	Escavação preliminar em menor escala para guiar a construção do túnel principal, possibilitando investigações e tratamentos do maciço de forma antecipada à chegada da frente do túnel principal.
Túnel rodoviário	Estrutura pavimentada, abaixo do nível do solo, com superfície protegida por estrutura de rocha, concreto e/ou aço, destinada à passagem de veículos de passageiros e/ou transporte de carga, localizada em estradas e/ou rodovias.
Túnel singelo	Passagem subterrânea com tubo único para tráfego de veículos ou trens, cujo acesso é delimitado por emboques.
Túnel unidirecional	Túnel singelo com tráfego em sentido único.

U

***Underbreak* (subescavação)**	Quando a escavação fica aquém do contorno projetado, exigindo correções posteriores para atingir o perfil de projeto.
Unidades litoestratigráficas	Divisões da crosta terrestre baseadas em características litológicas distintas (tipo de rocha, cor, textura, estrutura e composição), que formam camadas ou corpos rochosos mapeáveis. Essas unidades não consideram necessariamente a idade da rocha, mas sim sua composição e continuidade física, sendo fundamentais para a correlação geológica e o entendimento da estratigrafia local em projetos de engenharia.

Z

Zona de cisalhamento	Faixa do maciço onde ocorreram deformações intensas, resultando em perda de resistência e aumento da permeabilidade.
Zona de influência	Área em torno da escavação onde ocorrem variações de tensões e deformações significativas em decorrência das obras subterrâneas.
Zona de transição	Trecho onde há mudança de material (solo/rocha), exigindo atenção especial quanto à drenagem e ao comportamento estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAD, J., CELADA, B., CHACON, E., GUTIERREZ, V. AND HIDALGO, E. Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design their supports. *5th ISRM Congress*, One Petro, 1983.

ADVANCING STANDARDS TRANSFORMING MARKETS – ASTM. *Standard Test Method for Rock Bolt Anchor Pull Test* – ASTM D4435. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). Manual de diretrizes para túneis rodoviários. Volume I: Manual de análise de estudos e projetos: elaboração de regulamento sobre túneis: estudos, projetos, execução, fiscalização, comissionamento e operação. Brasília, DF: ANTT, 2020.

ALVES, S.; KRUEGER, C. P.; DALAZOANA, R. Técnica PSInSAR na Avaliação de Deslocamentos: Análise Conceitual, Aplicações e Perspectivas. PSInSAR Technique for Deformation Assessment: Conceptual Analysis, Applications, and Perspectives. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2023.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). *Technical Manual for Design of Road Tunnels—Civil Elements*. Washington, DC, 2010.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE. *Geotechnical Baseline Reports: Suggested Guidelines*. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL - ABGE. NORMA ABGE 105/2023 – Imageamento de furo de sondagem – perfilagem óptica e acústica. Norma da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental – ABGE, 1° Edição, 17p. 2023.

_____. ABGE. Descrição e classificação de sondagens. NORMA ABGE 109/2024. 1° Edição, 99p. 2024.

_____. ABGE. Investigações geológico-geotécnicas para obras de infraestrutura: métodos e técnicas. São Paulo: ABGE, 2023.

_____. ABGE. Manual de Sondagens. Boletim n°3, 5ª edição, São Paulo, 75p. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

_____. ABNT NBR 6484. Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

_____. ABNT NBR 11682. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. ABNT NBR 12915. Via férrea – Gabarito ferroviário e entrevia – Especificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2026.

_____. ABNT NBR 13441. Solos e rochas – simbologia. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. ABNT NBR 15661. Proteção contra incêndio em túneis rodoviários e urbanos. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. ABNT NBR 16810. Via férrea — Superelevação. Rio de Janeiro: ABNT, 2023

_____. ABNT NBR 16484. Segurança contra incêndio para sistemas de transporte sobre trilhos — Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. ABNT NBR 16920–1: Muros e taludes em solos reforçados – Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. ABNT NBR 16920–2: Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. ABNT NBR 16961. Via permanente — Estudos e projeto geométrico — Requisitos mínimos. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. ABNT NBR 31000. Gestão de riscos — Diretrizes. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

AUSTRIAN SOCIETY FOR GEOMECHANICS (OEGG). *Guidelines for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation*, Rev. 2.1, 2010.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J*. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics*, v. 6, n. 4, p. 189-236, 1974.

BAYNES, F. J.; PARRY, S. *Guidelines for the development and application of Engineering geological models on projects. International Association for Engineering Geology and the Environment (IAEG) Commission 25 Publication* No. 1, 129 p., 2022.

BERTUZZI, R. *Tunnel Design Handbook*. 4. ed. North Ryde, New South Wales: Pells Sullivan Meynink. 4 ed. 2020. ISBN 978-0-6484420-0-4 2020.

BIENIAWSKI, Z. T. *Engineering classification of jointed rock masses. Transactions of the South African Institution of Civil Engineering*, v. 15, 1973.

_____. *Engineering rock mass classifications: a complete manual*. New York: John Wiley and Sons. 251 p. 1989.

_____. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*, A. A. Balkema, Rotterdam, 1984.

BRASIL. Decreto nº 89.817, de 20 de junho de 1984. Estabelece as Instruções Reguladoras das Normas Técnicas da Cartografia Nacional. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 1984. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/decreto/1980-1989/d89817.htm>. Acesso em: jun. 2025.

BRASIL. Lei nº 14.133, de 1º de abril de 2021. Lei de Licitações e Contratos Administrativos. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2021. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2021/lei/l14133.htm>. Acesso em: abr. 2025.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS EN 1542:1999 — *Products and systems for the protection and repair of concrete structures: Test methods: Measurement of bond strength by pull-off*. London: BSI, 1999.

_____. BS EN ISO 868:2003 — *Plastics and ebonite: Determination of indentation hardness by means of a durometer (Shore hardness).* London: BSI, 2003.

CAMERON-CLARKE, I.; BUDAVARI, S. Correlation of rock mass classification parameters obtained from borecore and insitu observations, *Eng. Geol.*, 17(1-2), 19-53, 1981. https://doi.org/10.1016/0013-7952(81)90019-3.

CAN GEOTECHNICAL LTD. *Woodside Quarry – Rock Bolting & Passive Rock Netting.* Disponível em: <https://www.can.ltd.uk/casestudies/woodside-quarry-rock-bolting-passive-rock-netting>. Acesso em: ago. 2025.

CARRO CONSTRUCCIONES. Disponível em: <https://www.carroconstruction.com/pr_PR-10_Adjuntas.html>. Acesso em: ago. 2025.

CELADA, B.; TARDÁGUILA, I.; VARONA, P.; RODRÍGUEZ, A.; BIENIAWSKI, Z. T. *Innovating tunnel design by an improved experience-based RMR system. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a Better Life,* Foz do Iguaçu, p. 1-9, 2014.

CIRIADES, J. P. Túneis da Transolímpica – RJ. 2018. Disponível em: <https://pt.linkedin.com/pulse/t%C3%BAneis-da-transol%C3%ADmpica-rj-jean-pierre-ciriades>. Acesso em: ago. 2025.

COLOMBIA. *Ministerio de Transporte. Manual para el Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento de Túneles de Carretera para Colombia*. Edição 2021.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO – CMSP. ET-9.00.00.00/3W8-001 - Televisamento de furos de sondagens - especificação técnica. Companhia do Metropolitano de São Paulo, 12/11/2018, 15p. 2018.

CONCRETO E CONSTRUÇÕES, Nº 97; IBRACON; JAN-MAR 2020.

CORREA, D. B.; CANIL, K. Utilização de imagens gratuitas de sensores remotos para análise de riscos de movimentos de massa na bacia do Córrego Alvarenga, São Bernardo do Campo, São Paulo. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA), v. 10, n. 1, 2020.

CORTES, J. P. S. de; LEITE, F. S.; MARTINS, J. E. S.; ZENERO, J. M. Definição de parâmetros ótimos para o uso de imagens de satélite CBERS no estudo de ambientes cársticos. Anais do 32º Congresso Brasileiro de Espeleologia, Barreiras-BA, 11-14 de julho de 2013. Sociedade Brasileira de Espeleologia, p. 261. 2013.

COULTER, S. N. P.; MARTIN, H. Citado em: *Design & Construction of Road Tunnels: Part 3 — Design and Detailing*. Ezekiel Enterprises, LLC, 2004.

DEERE, D.U. Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. Rock Mechanical Engineering Geology, vol. 1, p. 17-22, 1964.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – PRO 012/95 – Fotointerpretação aplicada à engenharia rodoviária, 1995.

_____. DNER – PRO 014/95 – Mapeamento geológico-geotécnico para obras viárias, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Publicação IPR – 706 – Manual de projeto geométrico de rodovias rurais, 1999.

_____. Publicação IPR – 718 – Manual de projeto de interseções, 2ª Edição, 2005.

_____. Publicação IPR – 726 – Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários – escopos básicos e instruções de serviço,2006.

_____. Publicação IPR – 740 – Manual de projetos geométricos de travessias urbanas, 2010.

DREAMSTIME. Disponível em: <https://www.dreamstime.com/active-robust-rockfall-barrier-system-wire-mesh-along-road-brake-rocks-fall-active-robust-rockfall-barrier-system-image253253748>. Acesso em: ago. 2025.

European Committee for Standardization. EN 1997-2:2007. Eurocode 7: *Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing.*, 2007.

ENSCON. Disponível em: <https://enscon.ca/ca/services/micro-pile/>. Acesso em: ago. 2025.

ESSEX, R. *The role of Geotechnical Baseline Reports in managing project risks*. Apresentação ao Comitê Brasileiro de Túneis, São Paulo, 2019.

FG MORETTI. Disponível em: <https://www.fgmoretti.com.br/galeria-de-imagens/contencao-para-tunel-no-rodoanel-mario-covas>. Acesso em: ago. 2025.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. FHWA – *Geotechnical Site Characterization*. Publication No. FHWA NHI-16-072. Washington, D.C.: National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, 2017.

_____. *Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements*. Report No. FHWA-NHI-10-034. National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 2009.

_____. *Highway hydrology. Hydraulic design series nº 2, second edition*. Publication No. FHWA-NHI-02-001. National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 2002.

FINE. FEM – Tunnel. Disponível em: <http://www.finesoftware.eu/geotechnical-software/fem-tunnel>. Acesso em: ago. 2025.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. *Groundwater. Englewood Cliffs: Prentice-Hall*, 1979.

FSV. Diretrizes e regulamentações para o traçado de túneis. RVS 09.01.21. Áustria, 2007.

GRIMSTAD, E., KANKES, K., BHASIN, R., MAGNUSSEN, A. & KAYNIA, A. Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption. In: *Proceedings of International Symposium of Sprayed Concrete*, pp: 36-66, Davos, 2002.

HOEK, E. Estimating Mohr-Coulomb Friction dan Cohesion Values from the Houk-Brown Failure Criterion. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*., vol. 27, n 3, pp. 227-229, 1990.

HOEK, E. *Strength of Rock and Rock Masse*. 1994.

HOEK, E. Big tunnels in bad rock. *ASCE Journal of Geotechnical na Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n. 9, pp. 726-740, 2000.

HOEK, E. *Practical Rock Engineering*. 2023.

HOEK, E. Support for very weak rock associated with faults and shear zones. *International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, Kalgoorlie, Australia, 1999.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34, n.8, pp. 1165-1186, 1997.

HOEK, E.; BROWN, E. T. *The Hoek-Brown failure criterion and GSI*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 11, p. 445-463, 2018.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. *Support of Underground Excavation in Hard Rock*. Rotterdam: Balkema, 1995.

HOEK, E.; MARINOS, P. *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. *Tunnels and Tunnelling International*, 2000.

INGEOEXPERT. Disponível em: <https://ingeoexpert.com/>. Acesso em: ago. 2025.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 1461/2022 - *Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles — Specifications and test methods*. Edition 4, 2022.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 13438/2018 - *Geosynthetics — Screening test method for determining the resistance of geotextiles and geotextile-related products to oxidation*. Edition 2, 2018.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS – ISRM. *Suggested Methods for the Quantitative Description of Rock Masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstract*s, vol. 15, n. 6, p. 319-368, 1978.

_____. *Suggested Methods for Rock Characterization, Testing, and Monitoring*. Lisboa, 1981.

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA/AITES). ITA *Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels — Guidelines for the Design of Tunnels*. Lausanne: ITA, 1988.

_____. ITA-AITES. *Working Group Conventional Tunnelling — General Report on Conventional Tunnelling Method*. Lausanne: ITA, 2009.

_____. ITA-AITES. *Working Group 2*. **Strategy for Site Investigation of Tunnelling Projects**. ITA Report n°15. 2015.

_____. Diretrizes para Investigações de Campo em Projetos de Túneis. Grupo de Trabalho Nº 2 – Tradução CBT. 2021.

_____. ITA-AITES. ITAtech *Guidelines for Radially Installed Bolts in Tunnelling*. ITA Report nº 29. 2023.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. IPT – Estudos Geológico-Geotécnicos para Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos para Projetos de Engenharia (Túneis, Lavra a Céu Aberto e Barragens). São Paulo. (IPT – Relatório, 10342), 1984.

IT-35 – TÚNEL RODOVIÁRIO. Secretaria de Segurança Pública – Polícia Militar do Estado de São Paulo – Corpo de Bombeiros. São Paulo, 2025.

KESSLER, H.; WOOD, B.; MORIN, G.; GAKIS, A.; McARDLE, G.; DABSON, O.; FITZGERALD, R.; DEARDEN, R. *Building Information Modelling (BIM) – a route for geological models to have real world impact. In: Three-dimensional geological mapping: workshop extended abstracts. Geological Society of America Annual Meeting*, Baltimore, Maryland, 2015.

KOLYMBAS, D. *Tunnelling and Tunnel Mechanics. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag*, 2005.

LEMOS, M.B., MONTEIRO, M.D., PIZZATO, E., ROCHA, H.C., OLIVEIRA, D.G.G. & MANZOLLI, T.F. RQD em imagens de televisionamento e testemunhos de sondagens. Anais do 16° Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, São Paulo, 2018.

LIM, C. X., JUSOH, S. N., LIM, C. B., ABDULLAH, R. A., & YUNUS, N. Z. M. *Tunnel depth effect to pile in Tunnel's influence zone. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 129, 2023.

LOWSON, A. R.; BIENIAWSKI, Z. T. *Critical Assessment of RMR-based Tunnel Design Practices: a Practical Engineer's Approach*. *Rapid Excavation & Tunnelling Conference*, Washington, D.C., 2013.

MACCAFERRI. *Rockfall Protection Measures for Indian Railways*. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/in/news/rockfall-protection-measures-for-indian-railways/>. Acesso em: ago. 2025.

MARINOS, P. & HOEK, E. *GSI - a geologically friendly tool for rock mass strength estimation.* In: *Proceedings of the GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering*, Melbourne, pp. 1422-1440, 2000.

MIRANDA, M. P.; DUARTE, C. R.; GOMES, D. D. M.; SOUZA, C. D.; SILVA NETO, C. A. Análise comparativa de imagens Sentinel-2A (MSI) e Landsat-8 (OLI) aplicadas ao mapeamento geológico, região de Itatiaia, Santa Quitéria, CE. *Anuário do Instituto de Geociências – UFRJ*, vol. 42-2, p. 366-377, 2019.

MOHR, C. O.; PIERAU, B. Citado em: *Design & Construction of Road Tunnels: Part 3 — Design and Detailing*. Ezekiel Enterprises, LLC, 2004.

MORENO TALLON, E. Application de las classificaciones geomechnicas a los tuneles de parjares. *II Curso de sostenimientos activosen galeriasy tunnels*, Foundation Gomez-Parto, Madrid, 1980.

MURAKAMI, C. A. Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, 2001.

NADER, A. S. Monitoramento de taludes via radar SSR como indicador chave de desempenho geotécnico integrado às atividades primárias da cadeia de valor mineral. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

NGI. *Using the Q-System* – Handbook. Oslo, 2022.

NORWEGIAN PUBLIC ROADS ADMINISTRATION (NPRA) – Manual 21 – *Road Tunnels*, 2004.

NOVATECNA. Disponível em: <https://novatecna.com.br/solucoes/estabilizacoes/>. Acesso em: AGO. 2025.

OGG. *Geotechnical monitoring in conventional tunneling handbook*. Austrian Society for Geomechanics, 90 P, 2014.

OLIVEIRA, A.M.S. & JERÔNIMO, J. Geologia de Engenharia e Ambiental. ABGE, v. 1, São Paulo-SP, ISBN 978-85-7270-073-3, 2018.

OLIVEIRA, D. G. G. Estudo geológico-geotécnico de maciços rochosos: levantamento sistemático e caracterização da distribuição de descontinuidades em taludes. Monografia (Trabalho de Formatura – TF-2000/7), Universidade de São Paulo. 49 p. 2000.

_____. Televisionamento óptico de sondagens: proposta metodológica para execução e suas aplicações em obras subterrâneas. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, 187 p. 2015.

OLIVEIRA, D.G.G., FRANÇA, D.D., MONTEIRO, M.D., MASSONI, F., TAIOLI, F., LEMOS FILHO, M.X. & ROCHA, H.C. Evolução da Proposta Metodológica para Execução e Análise de Televisionamento de Sondagens: A especificação Técnica do Metrô de São Paulo. Anais do 14° Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Rio de Janeiro, 2013.

OLIVEIRA, D.G.G., MONTEIRO, M.D., MASSONI, F. & ROCHA, H.C. Televisionamento de Furos de Sondagens nos Estudos do Metrô de São Paulo - Proposta Metodológica para Execução e Análise. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, vol. 2, n.1, p. 95-114, 2012.

PALMA FILHO, E. A. Caracterização da distribuição de tensões e deslocamentos em túneis duplos rasos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre. 162 p. 2006.

PARANHOS S. DE CASTRO, J. C.; CIRIADES, J. P.; BILFINGER, W.; MINICUCCI, L. A. Considerações sobre Investigações para o Desenvolvimento de Projeto de Túneis. Anais do 6° Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, São Paulo, 2025.

PARKER, H. W. *Geotechnical Baseline Reports for Construction: Suggested Guidelines*. ASCE Press, Reston, VA, 2008.

_____. *Recommended Procedures for Site Investigations for Tunnels*. U.S. *National Committee on Tunnelling Technology* (USNC/TT), *Transportation Research Board*, Washington D.C., 1991.

PELOGGIA, A.; ORTEGA, A. N.; EDGEWORTH, M.; LUZ, R. A. A expansão do estrato geológico urbano (arqueosfera) no leste do Estado de São Paulo: a relação entre História, Geografia, Geologia e Arqueologia no Antropoceno. Revista Brasileira de Geografia, 62(2): 25-52, 2017.

PONÇANO, W.L.; CARNEIRO, C.D.R.; BISTRICHI, C.A.; ALMEIDA, F.F.; PRANDINI, F.L. Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo: Notícia Explicativa. São Paulo: IPT, 1981.

PRIEST, S. D.; HUDSON, J. A*. Discontinuity spacings in rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, v. 13, p. 135-148, 1983.

_____. *Estimation of Discontinuity Spacing and Trace Length Using Scanline Surveys. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, v. 18, p. 183-197, 1981. https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90973-6

RAMONI, M.; MATTER, J*. Inner Lining in Traffic Tunnels*. Norway, 2013.

RUSSO, G. *A Simplified Rational Approach for the Preliminary Assessment of the Excavation Behaviour in Rock Tunnelling. Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n. 207, 2008.

RUTLEDGE, J. C.; PRESTON, R. L. Experience with engineering classifications of rock. *Proc. Int. Tunnelling Sym*, Tokyo, p. A3, 1978.

SÁNCHEZ, F. (2014). *Ingeniería de Túneles*. Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEPINDAUTOR.

SAZID, M., AHMED H. A., *Stability Analysis of Shallow Depth Tunnel in Weak Rock Mass: 3D Numerical Modeling Approach, Journal of City and Development,* 2019.

ST. JOHN, A., POTTS, V., PERKINS O.; *Use of TBM pilot tunnels for large diameter SCL caverns: the benefits, challenges and successes of Crossrail contract C300/C410*; ICE Publishing (2015).

SEN, Z. & EISSA, E.A*. Rock Quality Charts for Log-Normally Distributed Block Sizes. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, vol. 29, p. 1-12, 1992.

SERRA JUNIOR, E.; OJIMA, L. M. Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Org.). Geologia de Engenharia. São Paulo: Oficina de Textos, cap. 13, p. 211-226, 1998.

SWISS STANDARDS ASSOCIATION - SIA 197 - *Design of Tunnels – Basic Principles,* 2004.

_____. SIA 197/1 - *Design of Tunnels – Railway Tunnels*, 2004.

SIMIC-SILVA, P-T.; MARTÍNEZ-BACAS, B.; GALINDO-AIRES, R.; SIMIC, D. *3D simulation for tunnelling effects on existing piles*. *Computers and Geotechnics*, v. 124, artigo 103625, 2020.

SOUZA, L. A. P. de; GANDOLFO, O. C. B. Geofísica aplicada à geologia de engenharia e meio ambiente: manual de boas práticas. 1. ed. São Paulo: ABGE, 156 p. ISBN 978-65-8846-002-0, 2021.

TERZAGHI, K. *Load on tunnel support in running ground*. In: PROCTOR, R. V.; WHITE, T. L. *Earth Tunnelling with Steel Supports.* New York, 1977.

TEKNIKSIPIL.ID. Disponível em: <https://tekniksipil.id/jenis-konstruksi-dinding-penahan-tanah/>. Acesso em: ago.2025.

USACE*. Engineering and Design – Geotechnical investigations.* Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. Manual No. 1110-1-1804. Washington, DC, 2001.

_____. *Engineering and Design - Tunnels and Shafts in Rock*. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. Manual No. 1110-2-2901. Washington, DC, 1997.

VERMAN, M. *Interpretation of Tunnel Instrumentation Data. Indian Geotechnical Conference (IGC)*, Guntur, Índia, 2009.

VESIC, A.S., *Bearing Capacity of Shallow Foundations*, *Handbook of Foundation Engineering*, Winterkorn, H. and Fang, H.Y. eds. Van Nonstrand, New York 148-196, 1974.

WAHLS, H. E. *Tolerable Settlement of Buildings*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 107, n. 11, 1981.