

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

GUILHERME WINSTON S. OLIVEIRA

**OBRA CONTORNO CARAGUATATUBA TÚNEL 102-ESCAVAÇÃO EM  
ROCHA PELO MÉTODO *DRILL AND BLAST***

CURITIBA

2017

GUILHERME WINSTON DA SILVA OLIVEIRA

**OBRA CONTORNO CARAGUATATUBA TÚNEL 102-ESCAVAÇÃO EM  
ROCHA PELO MÉTODO *DRILL AND BLAST***

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade  
Federal do Paraná como requisito à obtenção  
do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro

Coorientador: Luiz Guilherme Isfer Maciel

CURITIBA

2017

## **AGRADECIMENTOS**

Que jornada! Chegar até aqui não foi fácil e tampouco será daqui pra frente, o fim de uma estrada é o início de outra. E nesta, eu pude contar com a companhia de pessoas às quais eu serei sempre grato.

Começando pelos meus pais, Luiz e Cláudia, e o meu querido irmão, Luiz Henrique, por simplesmente serem quem são. A eles eu devo tudo.

Ao professor e amigo Vítor, pela pessoa inestimável que é, pelo entusiasmo, carisma e generosidade que sempre teve não só comigo mas com todos que o procuram, por ter me dado liberdade na escolha do tema e ter me incentivado em todas as reuniões que tivemos.

À Pedra Branca Escavações, na figura do engenheiro Luiz Guilherme Isfer Maciel, pela solicitude em ter aceito o convite de me coorientar, pela gentileza de ter me recebido em sua empresa e apresentado os equipamentos utilizados nas escavações, além de ter fornecido os dados para o desenvolvimento deste trabalho e atendido minhas dúvidas sempre que precisei.

Aos amigos que passaram e aos amigos que ficaram, bem como ao Grupo de Estudos em Geotecnia, o estimado GEGEO, que reúne as pessoas mais determinadas e corajosas do curso de Engenharia Civil.

## RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar e discutir os parâmetros e cálculos que envolvem a escavação de túneis em maciço rochoso, utilizando como estudo de caso os resultados obtidos para o túnel 102 das obras de ampliação da Rodovia dos Tamoios no contorno Caraguatatuba-SP. Para tal, usou-se de uma revisão bibliográfica de artigos, dissertações, livros e manuais técnicos que abordam os métodos de avaliação geomecânica e mecanismo de fragmentação das rochas, afim de estimar o comportamento do maciço quando submetido a energia liberada pela detonação de explosivos, de forma a interpretar e conceber o projeto que dispõe a geometria dos furos a serem perfurados na seção de um túnel, conhecido como Plano de Fogo.

Palavras-Chave: Túnel. Classificação de maciços rochosos. Plano de fogo.

## **ABSTRACT**

The objective of this work is to approach and discuss the parameters and calculations that involve the excavation of tunnels in rock mass, using as a case study the results obtained for the tunnel 102 in the expansion works of the Rodovia dos Tampoios in the Caraguatatuba-SP contour. For this, a bibliographical review was used of articles, dissertations, books and technical manuals that deal with the methods of geomechanical evaluation and mechanism of rock fragmentation, in order to estimate the behavior of the mass when subjected to the energy released by the detonation of explosives, in order to interpret and design the project that provides the geometry of the holes to be drilled in the section of a tunnel, known as the Blast Pattern.

Keywords: Tunnel. Rock mass classification. Blast pattern.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 Relação entre RQD e a qualidade da rocha. ....	13
Figura 2 Procedimento de classificação RQD.....	15
Figura 3 Componentes de tensão radial e tangencial em duas distâncias do centro do furo.....	25
Figura 4 Zonas de fragmentação no entorno da perfuração.....	26
Figura 5 Amostra de granito submetida a detonação.....	26
Figura 6 Vista de topo da detonação com juntas horizontais.....	29
Figura 7 Vista frontal da detonação com juntas horizontais.....	30
Figura 8 Vista de topo e frontal da detonação com juntas verticais.....	31
Figura 9 "Efeito Arco" como reação às deformações sofridas no maciço.....	33
Figura 10 Várias seções parciais para desmonte.....	34
Figura 11 Lance de enfilagem em seção longitudinal.....	37
Figura 12 Esquema conceitual do arranjo de cambotas e enfilagens no avanço do túnel.....	38
Figura 13 Etapas do Dril and Blast.....	39
Figura 14 Nomenclatura e disposição dos tipos de furos em uma seção.....	41
Figura 15 Gráfico para estimativa do número de furos na face do túnel (Gustafsson, 1981).....	42
Figura 16 Furo descarregado de grande diâmetro.....	43
Figura 17 Pilões queimados de mesmo diâmetro.....	44
Figura 18 Ilustração de plano de fogo com pilão em V.....	45
Figura 19 Ilustração de plano de fogo com pilão martelo.....	45
Figura 20 Ábaco para o cálculo do diâmetro do furo vazio.....	47
Figura 21 Pilão com um furo não carregado e suas dimensões.....	48
Figura 22 Ábaco para obtenção da distância entre o furo não carregado e os furos da próxima seção.....	49
Figura 23 Ábaco para o cálculo da concentração de carga de coluna mínima (lc) do 1º quadrado.....	51
Figura 24 Ábaco para o cálculo da concentração de coluna mínima (lc) a partir do 2º quadrado.....	52
Figura 25 Ábaco para os tiros de alargamento.....	53
Figura 26 Desvio "Look Out".....	54

Figura 27 Localização do município de Caraguatatuba.....	56
Figura 28 Posição do túnel 102.....	57
Figura 29 Emboques de entrada do túnel 102.....	57
Figura 30 Localização das sondagens. ....	58
Figura 31 a) Sondagem Mista na estaca 1229, b) Resultados do RQD na estaca 1229. ....	59
Figura 32 Seção de estudo escavada em diabásio .....	61
Figura 33 Disposição dos furos no pilão.....	63
Figura 34 Carga calculada para os tiros.....	64

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Grau de intemperização.....	15
Tabela 2 Sistema RMR de classificação.....	18
Tabela 3 Sistema RMR de classificação.....	20
Tabela 4 Guia para a classificação das condições das descontinuidades.....	21
Tabela 5 Efeito do ataque da descontinuidade e ângulo de mergulho em túneis. .....	22
Tabela 6 Guia para escavação e suporte de túneis em rocha.....	23
Tabela 7 Geometria de perfuração e carregamento.....	54
Tabela 8 Tabela para dimensionamento de carga dos furos de contorno para o método "Smooth Blasting".....	55
Tabela 9 Resultados obtidos em campo referentes à Classificação Geomecânica do maciço.....	60
Tabela 10 Resultados de cargas e espaçamento entre furos do plano de fogo. .....	63

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	11
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	12
2.1	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS	12
2.2	SISTEMA RQD ( <i>ROCK QUALITY DESIGNATION</i> )	13
2.2.1	Procedimento recomendado para execução do RQD	14
2.3	SISTEMA RMR ( <i>ROCK MASS RATING</i> )	16
2.3.1	Procedimento de Classificação	17
2.4	FRAGMENTAÇÃO DA ROCHA NO PROCESSO DE DETONAÇÃO	24
2.4.1	O processo de fragmentação em rocha homogênea	24
2.4.2	Ondas de tensão	27
2.4.3	Pressão de gás	27
2.5	PROCESSO DE FRAGMENTAÇÃO EM MEIO DESCONTÍNUO	28
2.6	INFLUÊNCIA DO TIPO DE ROCHA	31
2.7	MÉTODO <i>DRILL AND BLAST</i> APLICADO AO NATM	32
2.7.1	CONCEITOS DO NATM	32
2.8	TRATAMENTO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	35
2.9	MÉTODO EXECUTIVO <i>DRILL AND BLAST</i>	39
2.9.1	PLANO DE FOGO	40
2.9.2	Diâmetro de perfuração	41
2.9.3	Profundidade do furo	42
2.9.4	Número de furos	42
2.10	PILÃO	43
2.10.1	Dimensionamento do pilão	46
2.10.2	Dimensionamento dos furos de alívio ou alargamento	52
2.10.3	Dimensionamento dos furos de contorno	53
<b>3</b>	<b>OBRA CONTORNO SUL CARAGUATATUBA-TÚNEL 102</b>	56

3.1	SONDAGENS E CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA .....	58
3.2	PLANO DE FOGO .....	62
<b>4</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>65</b>
<b>5</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>66</b>
<b>6</b>	<b>ANEXO I.....</b>	<b>69</b>

# 1 INTRODUÇÃO

A execução de túneis é uma alternativa frente às principais exigências do mercado e da sociedade: tempo, custo e meio ambiente. Por esse motivo esta obra de arte tem sido amplamente difundida no mundo e, mais recentemente, no Brasil. Com o advento do NATM (*New Austrian Tunneling Method*), ocorreu um grande avanço nas técnicas de escavações subterrâneas trazendo novas áreas de pesquisa e desenvolvimento de tecnologia. Tecnologia essa que possibilitou que métodos e dispositivos usados antes somente na mineração pudessem ser adaptados para as obras civis, como é o caso do *Drill and Blast*. Este método dispõe de técnicas e equipamentos que proporciona alta produtividade na escavação subterrânea, reduzindo diretamente o seu custo em relação ao TBM (*Tunnel Boring Machine*).

O propósito deste trabalho é abordar os fundamentos e cálculos que permeiam esta prática, tais como a classificação geomecânica do maciço rochoso e os fenômenos mecânicos básicos que integram a fragmentação de um bloco de rocha submetido à detonação. A abordagem desses fundamentos é indispensável para a descrição do método e entendimento da solução adotada para a escavação do túnel 102, nas obras de ampliação da Rodovia dos Tamoios. Solução essa apresentada através do plano de fogo elaborado para a detonação de explosivos e consequente abertura da obra subterrânea.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As técnicas que permeiam a escavação em rocha com a utilização de explosivos são de razão empírica, sendo o conhecimento difundido com base nos resultados obtidos em campo ao longo dos anos. Por isso, é de fundamental importância que se busque nas mais diversas literaturas dados, informações e métodos para que se possa ponderar entre a decisão mais eficaz para o contexto de cada obra. Abaixo, seguem as noções e fundamentos divulgados por vários autores que, dentro de suas experiências, puderam contribuir com a escolha de critérios e análise de resultados, auxiliando na indicação das melhores soluções para as obras de escavações em rocha.

### 2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

A classificação do maciço rochoso é uma ferramenta empírica de grande importância na concepção de obras civis, juntamente com as aproximações analíticas e observacionais, que ganhou notoriedade no âmbito científico nos últimos 25 anos. O primeiro sistema de classificação foi proposto para túneis com suporte de aço (TERZAGHI, 1946), mas um dos pioneiros em pesquisas e publicações foi Z. T. BIENIAWSKI, professor da *Pennsylvania State University*. Mesmo com inúmeras fontes disponíveis, aplicar a teoria na prática da engenharia ainda causa dúvida. Como consequência, pesquisadores e engenheiros civis continuam contribuindo para a modificação e melhora de sistemas de classificação de maciços em rocha. Em vista disso, a classificação moderna de maciços não intenciona ser a última solução para caracterizar a matriz rochosa, devendo também ser acompanhada de observações de campo, estudos analíticos e medições. Neste capítulo serão apresentados os principais esquemas de classificação com ampla utilização na indústria civil de túneis. Estes, quando usados corretamente e com o devido propósito para o qual foram criados, auxiliam grandemente no desenvolvimento de obras, tendo como objetivo (BIENIAWSKI, 1989):

1. Identificar os parâmetros mais significantes que influenciam no comportamento do maciço;
2. Dividir uma formação rochosa em grupos de comportamento similar;

3. Fornecer uma base para a compreensão de cada bloco de rocha;
4. Relacionar a experiência das condições do maciço em um local com as condições encontradas em outros locais;
5. Obter dados quantitativos e orientações para a solução de engenharia;
6. Proporcionar uma base comum para a comunicação entre engenheiros e geólogos.

## 2.2 SISTEMA RQD (*ROCK QUALITY DESIGNATION*)

O sistema RQD ou *Índice de qualidade da rocha* é um critério costumeiramente utilizado para a descrição do estado de fraturamento da rocha em avaliação de reforço para túneis. Consiste na avaliação do material de sondagem recuperado pelo núcleo (barrilete) da sondagem rotativa. Este método foi inicialmente estudado em 1964 por D. U. DEERE, quando as informações da qualidade do maciço eram comumente avaliadas somente por geólogos (DEERE and DEERE, 1988). A seguinte relação entre o índice RQD e a qualidade da rocha a fins de engenharia, foi proposto por DEERE (1988):

*Figura 1 Relação entre RQD e a qualidade da rocha.*

RQD (%)	Rock Quality
<25	Very poor
25–50	Poor
50–75	Fair
75–90	Good
90–100	Excellent

FONTE: DEERE (1988)

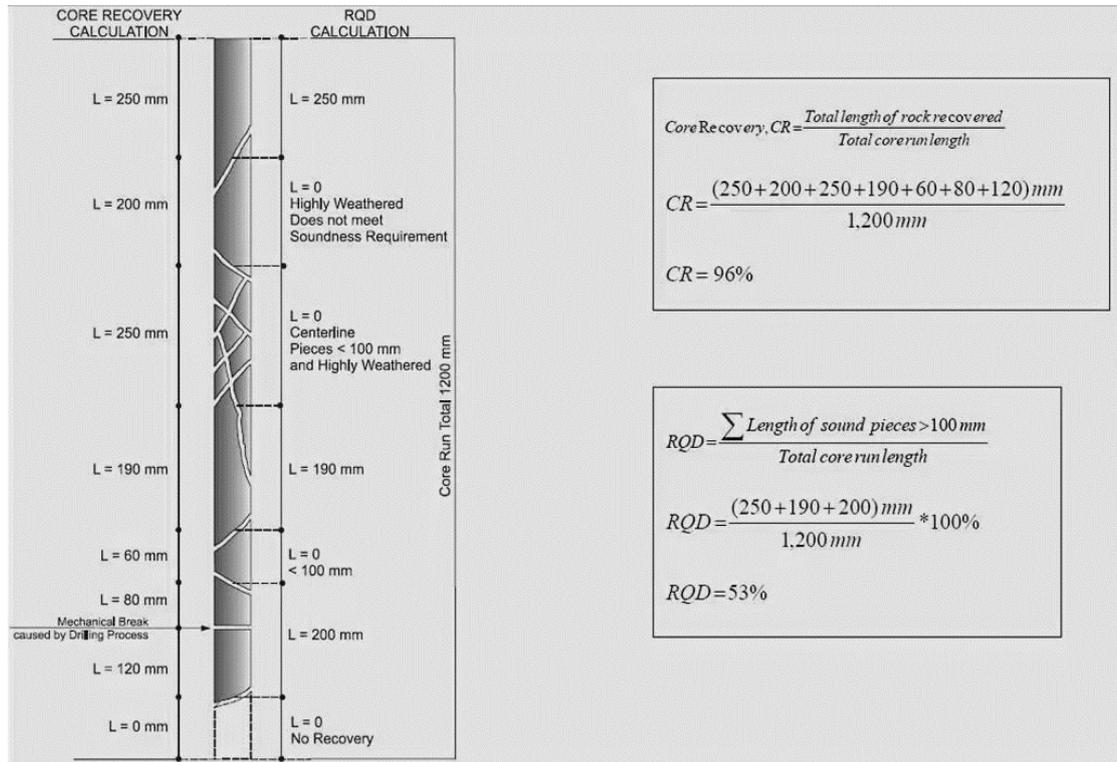
O sucesso deste sistema de avaliação se deve, em grande parte, pela sua simples definição que consiste na razão de porções intactas do material retirado da sondagem (maiores que 10 cm) sobre o comprimento total da perfuração. No entanto, este índice é afetado por algumas limitações. Por exemplo, seu valor pode ser diferente para uma mesma locação quando obtidos em sondagens com diferentes orientações das perfurações. Outros fatores negligenciados são as condições de fluxo, abertura de juntas e rugosidade. Porém, estas limitações foram adicionadas em

outros métodos de classificação, tal como o *Rock Mass Rating* (RMR; Bieniawski 1973) e o *Norwegian Geotechnical Institute's Q system* (Barton et al. 1974).

### 2.2.1 Procedimento recomendado para execução do RQD

Para a determinação do RQD a *International Society for Rock Mechanics (ISRM)* recomenda uma sondagem com coroa diamantada com no mínimo 55 mm de diâmetro (NX 54,7 mm). O procedimento correto para medir o RQD está ilustrado na Figura 2. É importante notar que no cálculo da porcentagem leva-se em conta somente as porções com mais de 10 cm de comprimento que, somadas, dividem-se pelo comprimento total da sondagem. Ou seja, parcelas do núcleo que não estejam solidarizadas devem ser desprezadas no cálculo (a menos que sejam fragmentos resultantes do processo de sondagem e extração da amostra), mesmo que se somadas possuam mais de 10 cm. Fragmentos do núcleo que apresentarem alto grau de alteração ou rocha fragilizada, mesmo que apresentem comprimento superior a 10 cm devem ser desprezados no cálculo afim de minorar o RQD da rocha onde a matriz sofreu intemperização por agentes da superfície ou ação hidrotérmica, levando as estimativas a uma condição menos favorável e resultados mais conservadores. As considerações a respeito da inclusão do fragmento no cálculo do RQD podem ser feitas utilizando a tabela de graus de intemperização proposto pela ISRM (1981), apresentados na Tabela 1.

Figura 2 Procedimento de classificação RQD



FONTE: DEERE (1988)

Tabela 1 Grau de intemperização.

Grade	Grade	Diagnostic Features
Fresh	I	No visible sign of decomposition or discoloration. Rings under hammer impact.
Slightly Weathered	II	Slight discoloration inwards from open fractures. Otherwise similar to F.
Moderately Weathered	III	Discolored throughout. Weaker minerals such as feldspar decomposed. Strength somewhat less than fresh rock but cores cannot be broken by hand or scraped by knife. Texture preserved.
Highly Weathered	IV	Most minerals somewhat decomposed. Specimens can be broken by hand with effort or shaved with knife. Core stones present in rock mass. Texture becoming indistinct but fabric preserved.
Completely Weathered	V	Mineral decomposed to soil but fabric and structure preserved (Saprolite). Specimens easily crumbled or penetrated.
Residual Soil	VI	Advanced state of decomposition resulting in plastic soils. Rock fabric and structure completely destroyed. Large volume change.

FONTE: ISRM (1981)

Rochas que se enquadram no grau I (*Fresh*), certamente serão considerados na estimativa de qualidade do material, enquanto rochas do grau VI (*Residual Soil*) podem receber RQD igual à zero (BIENIAWSKI, 1974). As quatro categorias restantes representam graus de intemperização onde julgamentos devem ser feitos (DEERE, 1988). Quando a sondagem for inviável para a execução do RQD, Pålstrom (1982) sugeriu uma estimativa pela análise do número de juntas (descontinuidades) por unidade de volume:

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

onde  $J_v$  representa o número total de juntas por metro cúbico.

Embora o RQD seja um índice de fácil aquisição, não é suficiente para providenciar uma descrição adequada do maciço por desconsiderar fatores que influenciam no comportamento da rocha. Sendo assim, um parâmetro prático baseado na “medida da porcentagem de intervalo de rocha ‘boa’ em uma perfuração” (DEERE and DEERE, 1988).

### 2.3 SISTEMA RMR (ROCK MASS RATING)

Este sistema, também conhecido como *Geomechanics Classification*, foi primeiramente desenvolvido por Z. T. Bieniawski durante 1973 baseado em sua experiência em obras subterrâneas. Ao longo dos anos e com a variabilidade de casos da engenharia, foi modificado conforme os padrões e processos mundiais. Embora ainda passe por refinamentos, será abordada nesta seção a classificação apresentada na obra *Engineering Rock Mass Classifications* (BIENIAWSKI, 1989).

Este sistema de classificação é baseado na atribuição de pesos aos parâmetros que o autor considerou de grande influência no comportamento dos maciços rochosos, em especial em obras subterrâneas. Ao se somar esses valores atribuídos aos parâmetros, obtém-se um índice, designado por RMR, que confere à rocha uma das cinco classes definidas por Bieniawski (1989).

### 2.3.1 Procedimento de Classificação

Os parâmetros utilizados na classificação “estão relacionados à geometria e condições mecânicas do maciço” (HUDSON E HARRISON, 1997, p.194) e podem ser obtidos diretamente no campo. Os critérios utilizados para a obtenção do RMR são os seguintes:

1. Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
2. RQD (Rock Quality Designation);
3. Espaçamento das descontinuidades;
4. Condição das descontinuidades;
5. Influência da água;
6. Orientação das descontinuidades.

Para aplicar esta classificação a rocha deve ser dividida em regiões estruturais que apresentam características geológicas razoavelmente uniformes (dentro do domínio de análise da obra de engenharia) e cada região é classificada separadamente ao longo do túnel a ser escavado. Em alguns casos, mudanças significativas no espaçamento das descontinuidades ou características, dentro do mesmo tipo de rocha, pode resultar em uma divisão com regiões estruturais menores no maciço. As fronteiras dessas regiões podem coincidir com regiões de fraturas (falhas, diques, zonas de cisalhamento) ou em seções onde ocorre mudança de geologia (*Norwegian Geotechnical Institute, 2015*).

Após a definição dessas regiões, os parâmetros de classificação são obtidos em campo e utilizados como dados de entrada na Tabela 2.

Tabela 2 Sistema RMR de classificação

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

Parameter		Ranges of Values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	For this low range, uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	Rating	20	17	13	8	3			
3	Spacing of discontinuities	>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm			
	Rating	20	15	10	8	5			
4	Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered wall	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous			
		Rating	30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (L/min)	None	<10	10-25	25-125	>125		
		Ratio $\frac{\text{Joint water pressure}}{\text{Major principal stress}}$	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			

FONTE: BIENIAWSKI (1989)

Na Tabela 2, cinco parâmetros são reunidos em cinco intervalos de valores. Cada parâmetro tem sua devida importância para a classificação do maciço, por isso, esses critérios são rateados em seus diferentes intervalos de valores. Após estabelecer os valores para cada critério, os respectivos rateios são somados (ainda sem julgar as descontinuidades) para se obter o RMR preliminar da região considerada. Em seguida, de forma a ajustar o RMR, deve-se incluir o sexto parâmetro, a influência do ataque e a orientação do mergulho da descontinuidade, considerando a classificação da Tabela 3. Avalia-se esse estágio separadamente devido ao fato da influência das descontinuidades na categorização geomecânica da rocha ser relativa ao tipo de obra de engenharia a ser executada. Nota-se que a avaliação do critério “*discontinuity orientation*” não é dado em termos quantitativos mas qualitativos. Para auxiliar na decisão se o ângulo de mergulho é favorável ou não para a execução de túneis, deve-se consultar a Tabela 5, elaborada por Wickham et al. (1972). Na Tabela 4, obtém-se o resultado da análise qualitativa das condições de abertura e preenchimento das fraturas. Novamente, deve-se somar o rateio obtido na Tabela 3 com o RMR preliminar, obtido na Tabela 2, constituindo-se assim o RMR a ser considerado na classificação, de acordo com a seguinte equação:

$$RMR = \Sigma(\text{Parâmetros de Classificação}) + (\text{Ajuste da descontinuidade})$$

Tabela 3 Sistema RMR de classificação

**B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS**

Strike and Dip Orientations of Discontinuities		Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Ratings	Tunnels and mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

**C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS**

Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	<20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

**D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES**

Class no.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yr for 15-m span	1 yr for 10-m span	1 wk for 5-m span	10 h for 2.5-m span	30 min for 1-m span
Cohesion of the rock mass (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Friction angle of the rock mass (deg)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

<sup>a</sup> After Bieniawski (1979).

FONTE: BIENIAWSKI (1989)

Tabela 4 Guia para a classificação das condições das descontinuidades.

Parameter	Ratings				
	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
Discontinuity length (persistence/continuity)	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm
	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard filling		Soft filling	
		<5 mm	>5 mm	<5 mm	>5 mm
Weathering	6	4	2	2	0
	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
	6	5	3	1	0

FONTE: BIENIAWSKI (1989)

Tabela 5 Efeito do ataque da descontinuidade e ângulo de mergulho em túneis.

Strike Perpendicular to Tunnel Axis			
Drive with Dip		Drive against Dip	
Dip 45–90	Dip 20–45	Dip 45–90	Dip 20–45
Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable
Strike Parallel to Tunnel Axis			Irrespective of Strike
Dip 20–45	Dip 45–90	Dip 0–20	
Fair	Very unfavorable		Fair

FONTE: WICKHAM (1972)

Após a obtenção do valor ajustado, entramos com este valor na Tabela 3, que descreve qualitativamente a rocha através de cinco classes, variando o RMR de 0 à 100.

Na Tabela 3, são apresentadas estimativas dos parâmetros de Mohr-Coulomb juntamente com uma com um significado prático para cada uma das cinco classes que descrevem o maciço, estimando o tempo de suporte da estrutura (sem reforço) para um determinado comprimento de avanço da escavação.

Esta classificação geomecânica também fornece um guia para a escolha do reforço permanente a ser usado nos túneis, de acordo com a Tabela 6. Essas orientações dependem de fatores como a profundidade acima da escavação (tensões *in-situ*), tamanho e formato do túnel e o método de escavação.

Tabela 6 Guia para escavação e suporte de túneis em rocha.

Rock Mass Class	Excavation	Support		
		Rock Bolts (20-mm Dia, Fully Grouted)	Shotcrete	Steel Sets
Very good rock I RMR:81-100	Full face 3-m advance	Generally, no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR:61-80	Full face 1.0-1.5-m advance Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m, with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
Fair rock III RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3-m advance in top heading Commence support after each blast Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown and 30 mm in sides	None
Poor rock IV RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and wall with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts 0.5-1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and fore-poling if required. Close invert

FONTE: BIENIAWSKI (1989)

## 2.4 FRAGMENTAÇÃO DA ROCHA NO PROCESSO DE DETONAÇÃO

Quando uma carga explosiva é confinada em uma perfuração e detonada, dá-se início a uma produção de gases em alta temperatura e pressão em um curto intervalo de tempo. A pressão de gás atua nas paredes da perfuração e então se distribui no meio em forma de tensões e deformações (BHANDARI,1997).

Análises laboratoriais indicam que as ondas de choque e a pressão de gases (resultados mecânicos da detonação) são responsáveis pela fratura e fragmentação do maciço sob a ação de explosivos. No entanto, não há um único modelo amplamente aceito que possa explicar esse fenômeno em todas as situações e variadas formações geológicas (BHANDARI,1997). Descrições matemáticas desse processo são de uso limitado, dessa forma, na prática prevalece o estabelecido empiricamente em materiais sintéticos ou mesmo na rocha natural (TORBICA, 2014).

Neste capítulo será descrito o processo da fragmentação, primeiramente, para rocha homogênea e posteriormente para rochas com descontinuidades, seguindo a sequência utilizada por Bhandari (1997).

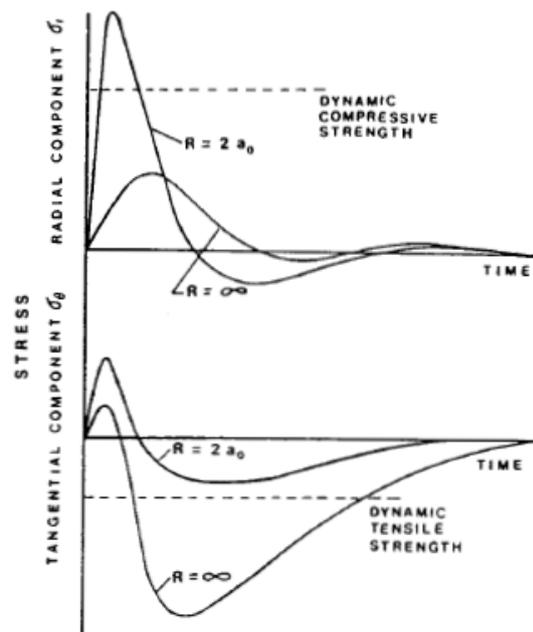
### 2.4.1 O processo de fragmentação em rocha homogênea

Imediatamente após a detonação dá-se início a uma reação química de substâncias instáveis termodinamicamente que produz gases em alta temperatura e pressão em um curto intervalo de tempo. Segundo Bandhari (1997), as pressões iniciais desenvolvidas na zona de detonação podem ficar em torno de 0,5 à 50 GPa com temperaturas que variam de 3000 à 4000 °K. As pressões exercidas nas paredes do furo contendo a carga explosiva são afetada por muitos fatores como a densidade da carga, o tipo de material entre a carga e a rocha de entorno e o maciço que circunda a perfuração.

A primeira interação, entre os gases de pressão e a rocha, ocorre no momento em que os produtos da explosão impactam com a superfície lateral do furo. A pressão nas paredes, resultante do impacto, rapidamente alcança o seu pico e então tem uma queda brusca devido ao resfriamento dos gases e a sua expansão (Figura 3). A transmissão de pressão acontece inicialmente na forma de ondas de choque

imediatamente ao redor do furo, se transformado em ondas de tensão conforme se dá a propagação. Quanto mais os gases se expandem antes do choque com a parede, menor será a pressão de pico no momento do impacto.

Figura 3 Componentes de tensão radial e tangencial em duas distâncias do centro do furo.

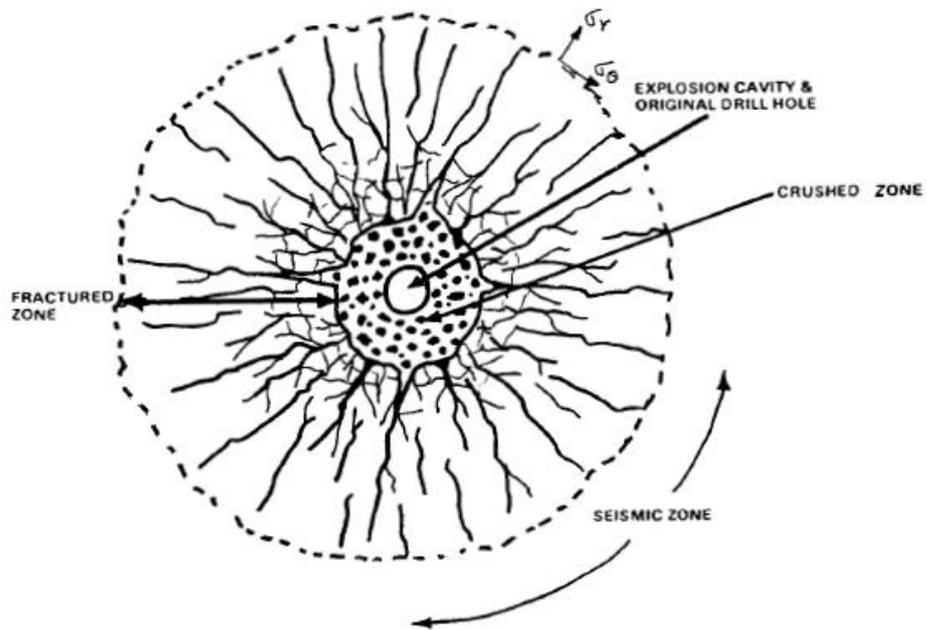


FONTE: BHANDARI (1997)

A pressão de pico excede a resistência a compressão dinâmica da rocha, causando o tritramento (*crushed zone*) imediatamente ao redor do furo (Figura 4). Esse pulso de pressão possui uma taxa de atenuação muito alta, fazendo com que a zona de tritramento não ultrapasse de 2 a 4 vezes o valor do diâmetro da perfuração.

Como a intensidade das tensões geradas pela explosão diminui rapidamente com a distância à perfuração, o comportamento da rocha varia de deformação plástica à ruptura frágil e a partícula irá aumentar rapidamente de tamanho na medida em que a onda de tensão se afasta da origem da explosão. Dessa forma, Atchison(1968) realizou estudos que mostraram a formação de uma zona fraturada (*fractured zone*) entre a zona triturada e a zona de ruptura inicial. Nessa zona de transição a resistência da rocha se torna mais significativa mas ainda é menor que o pulso de pressão. Internamente à zona de transição, constata-se um material semelhante ao encontrado na zona triturada, porém menos desintegrado.

Figura 4 Zonas de fragmentação no entorno da perfuração.



FONTE: BHANDARI (1997)

Figura 5 Amostra de granito submetida a detonação.



FONTE: TORBICA (2016)

Conforme a amplitude do pulso de pressão diminui devido à dispersão e absorção de energia a intensidade do fraturamento diminui. A rocha externa à zona fraturada responde na forma de tensão transiente oscilatória adquirindo tensões radiais (compressivas) e tangenciais (trativas). Como a resistência à compressão da rocha é elevada, a componente radial tem menor influência no fraturamento do material. Por outro lado, a resistência da rocha à tração é baixa, sendo então a componente tangencial responsável pelas fraturas externas à zona triturada.

A partir da zona de transição, o processo de fragmentação prossegue sustentado por dois mecanismos: as ondas de tensões e os gases liberados na detonação.

#### 2.4.2 Ondas de tensão

No limite da zona de transição as tensões transientes se alteram em ondas sísmicas que radiam ao longo do maciço. Na ausência de uma superfície livre essa onda (compressiva) não tem relevância no processo de fratura, porém, quando encontra essa superfície a onda incidente é refletida em forma de onda de tração (JOHNSON, 2014). Isso acontece quando a impedância do meio onde a onda se propaga é maior do que a impedância do meio no qual ela é refletida, sendo esta uma propriedade da propagação de ondas mecânicas. Tendo em vista que a rocha resiste menos à tração, o processo de fratura ocorre na direção da face para o centro da perfuração.

#### 2.4.3 Pressão de gás

Na década de 60, pesquisadores como Saluja (1962), Sadwin & Duvall (1965), e outros, mostraram que a onda de tensão não era a única responsável pela fratura da rocha sobre a ação de explosivos. Mais tarde Persson et al. (1970) concluiu que a fragmentação pela detonação poderia ser admitida como um problema quase-estático de pressão de gás, onde o rompimento radial desenvolvido inicialmente na zona de transição se prolongava pela pressurização de gás até a intersecção com a superfície livre, resultando na fragmentação (BHANDARI, 1997).

A conclusão de Fogelson et al. (1965) e Langefors & Kihlstrom (1963) é que em torno de 9% da energia gerada pelo explosivo se transforma em ondas de tensão e que dois terços da energia desta onda se dissipam sem afetar na fratura da rocha, ou seja, somente 3% da energia total gerada por um explosivo se transforma em ondas de tensão, por isso concluiu-se que esse fenômeno não é totalmente responsável pela fragmentação mas fornece condições básicas para o início do processo de fratura. O que ocorre é que o gás em alta temperatura se dissipa por entre as fraturas primárias (gerada pelas ondas de tensão), expandindo-as. O fluido se propaga até a superfície livre onde, então, ocorrerá o lançamento do material em direção à frente de escavação (JOHNSON, 2014).

Os estudos realizados por Livingston (1956) e Sadwin & Duvall (1965), indicaram que a profundidade da carga na perfuração exercia influência no produto da explosão, sendo que, para uma carga explosiva constante, com o aumento da profundidade o aglomerado de detritos de rocha inicialmente aumentava e então diminuía até alcançar uma fundura onde não ocorria mais fragmentação. Nesta profundidade, denominada profundidade crítica, toda energia do explosivo era consumida para a formação da zona de tritamento (*crushed zone*) e a formação de ondas sísmicas.

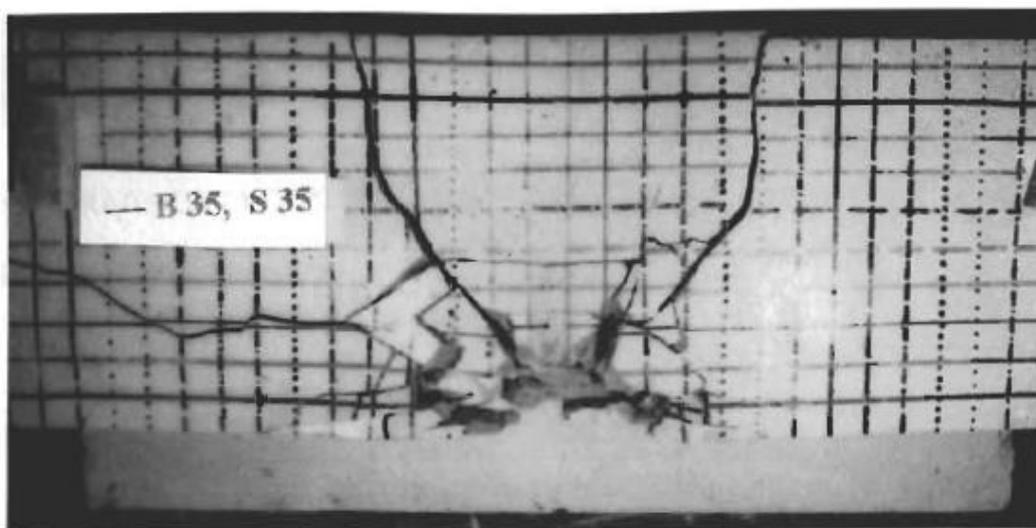
## 2.5 PROCESSO DE FRAGMENTAÇÃO EM MEIO DESCONTÍNUO

As juntas podem ser consideradas um obstáculo pois reduzem a qualidade dinâmica da rocha, da mesma forma que reduzem a rigidez global em condições estáticas. Em geral, as juntas interagem com as ondas de tensão diminuindo a velocidade de pico das partículas e atrasando a propagação das ondas, filtrando intervalos de frequência (RESENDE, 2010). Essa interação entre rocha e tensões geradas pela detonação do explosivo pode produzir resultados favoráveis ou prejudiciais, dependendo do contexto geológico e executivo da escavação. Se uma propagação de ondas transientes de tensão encontrar com descontinuidades com direção de mergulho favorável à direção da onda, então a performance da onda será ampliada, enquanto que na condição contrária, a orientação da descontinuidade causará resultados adversos (HAGAN, 1980).

Observações realizadas em campo por Bhandari (1974) e Winzer & Ritter (1980), mostraram que na presença de camadas geológicas, o processo de fratura se inicia no plano de acamamento e depois se propaga em seu entorno, sendo então atenuado ou interrompido no encontro com as juntas.

Pelo fato de no campo as variações da rocha e as suas discontinuidades nem sempre serem visíveis no topo ou na frente de escavação, Badal & Bhandari (1992) estudaram em escala reduzida a relação entre a orientação das juntas e alguns parâmetros de explosão. Com base no observado no ensaio com juntas horizontais (Figura 6) demonstrou-se que após a formação da *crushed zone* a onda se propaga em todas as direções resultando na formação das fraturas radiais. Como visto na seção 2.4.2, a onda é refletida ao chegar na superfície livre com pressão suficiente para causar a fragmentação e extensão das fraturas que se formaram antes da reflexão. O que se pode perceber na Figura 6 é que no entorno do furo de carga o material resultante da detonação foi fino o suficiente para impossibilitar a remontagem do bloco.

*Figura 6 Vista de topo da detonação com juntas horizontais*



FONTE: BHANDARI (1997)

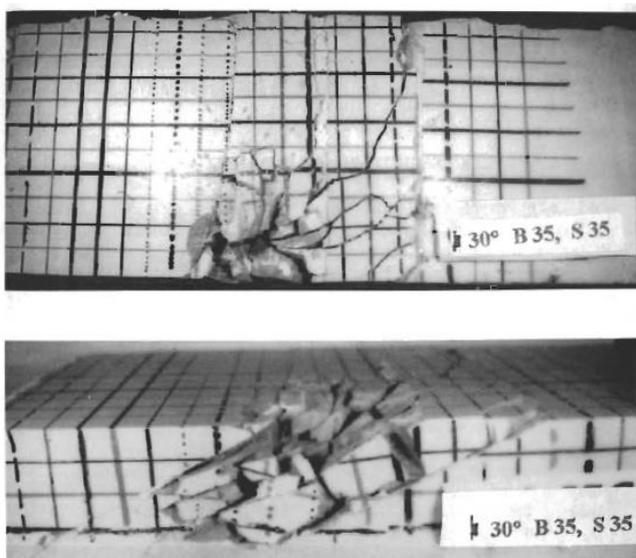
*Figura 7 Vista frontal da detonação com juntas horizontais.*



FONTE: BHANDARI (1997)

Nos ensaios considerando as juntas na direção vertical, o que se pode notar é que ao se propagarem em direção à frente livre, as ondas se encontram com a descontinuidade. Neste plano, ocorre atenuação da sua intensidade e uma parte da onda é refletida e retorna à origem do furo enquanto outra parte segue para a superfície livre com menor energia. Assim, a onda causa fraturas menores e ao ser refletida no encontro com a frente na forma de ondas de tração, tem pouca capacidade de fragmentar os elementos fraturados (Figura 8).

Figura 8 Vista de topo e frontal da detonação com juntas verticais.



FONTE: BHANDARI (1997)

## 2.6 INFLUÊNCIA DO TIPO DE ROCHA

Segundo Bhandari (1997), a influência dos tipos de rocha pode ser explicada dividindo a rocha em duas categorias, elásticas e plásticas. Rochas como granito e quartzito são exemplos de rochas elásticas por poderem transmitir ondas de tensão e possuírem alta resistência à compressão e alto Módulo de Young. Em consequência disso, a fragmentação em uma rocha elástica é mais efetiva, aumentando também o rendimento da ação dos gases por entre as fraturas. Rochas como calcário e arenito são rochas plásticas, com baixa resistência à compressão. Estas rochas absorvem as ondas de tensão em uma taxa maior, diminuindo o rendimento da onda e atenuando a formação das fraturas, prejudicando a ação dos gases. Em rocha densa, a utilização de explosivos que geram alta energia de choque é favorável à extensa fragmentação do material. Enquanto que, explosivos que produzem grandes volumes de gases contribuem para o lançamento do material, sendo melhores utilizados em rochas sedimentares ou com várias famílias de juntas.

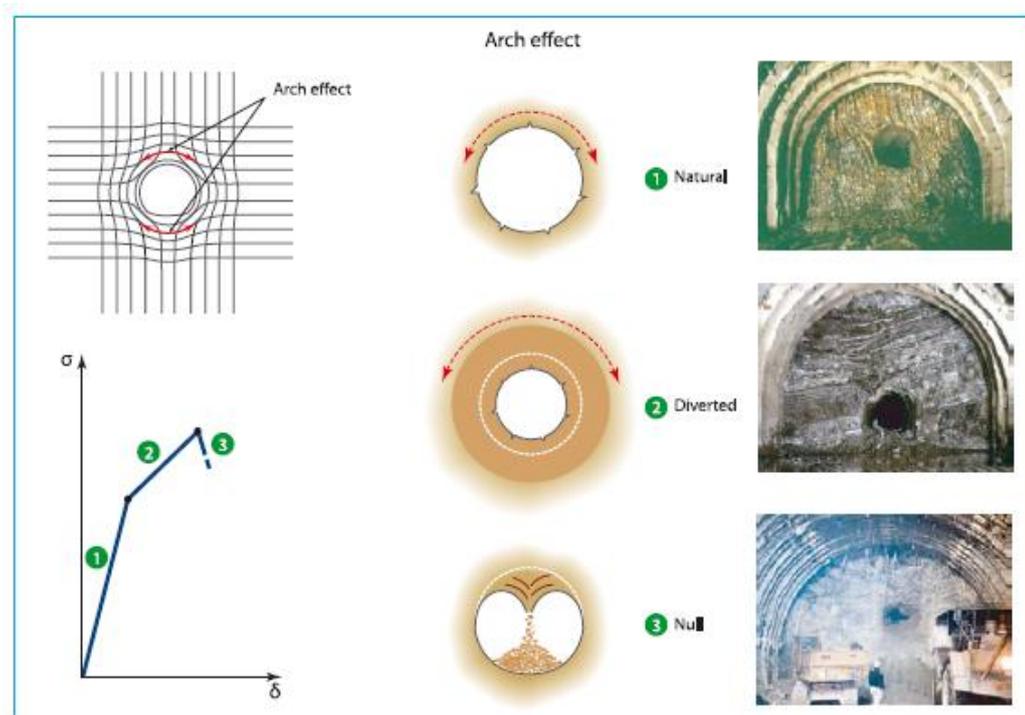
## 2.7 MÉTODO *DRILL AND BLAST* APLICADO AO NATM

Para que se aplique o método *Drill and Blast* em estruturas rochosas é indispensável a utilização dos critérios do NATM. O NATM (New Austrian Tunnelling Method) foi desenvolvido pelos professores austríacos Ladislaus von Rabcewicz e Franz Pacher entre os anos de 1957 e 1965. O método consiste na utilização do próprio maciço como estrutura de suporte através do tratamento com materiais de comportamento elástico para suportar as deformações resultante das tensões mobilizadas nas paredes da escavação. Para essa consideração é necessária a classificação do maciço baseado em uma descrição qualitativa das condições geológicas previamente à escavação. Os parâmetros geomecânicos, a seção do túnel, bem como o sistema de escavação (seção plena ou parcial) variam de acordo com o tipo de rocha e as dimensões finais são definidas durante a construção com base nas medidas de convergência da cavidade (LUNARDI,2008).

### 2.7.1 CONCEITOS DO NATM

De acordo com Mello et al. (1998) para que a aplicação desta técnica seja eficiente é fundamental obedecer alguns critérios que fazem parte do conceito do NATM, visto que, como salientado pelo autor, todos os insucessos na prática de escavação de túneis se deram pelo não cumprimento de um ou mais princípios do método. O objetivo da prática desses princípios é alcançar a estabilidade através do alívio controlado de tensões. Este alívio é responsável pela mobilização da resistência do maciço, gerando no entorno da cavidade o chamado “efeito arco” de suporte (Figura 9).

Figura 9 "Efeito Arco" como reação às deformações sofridas no maciço.

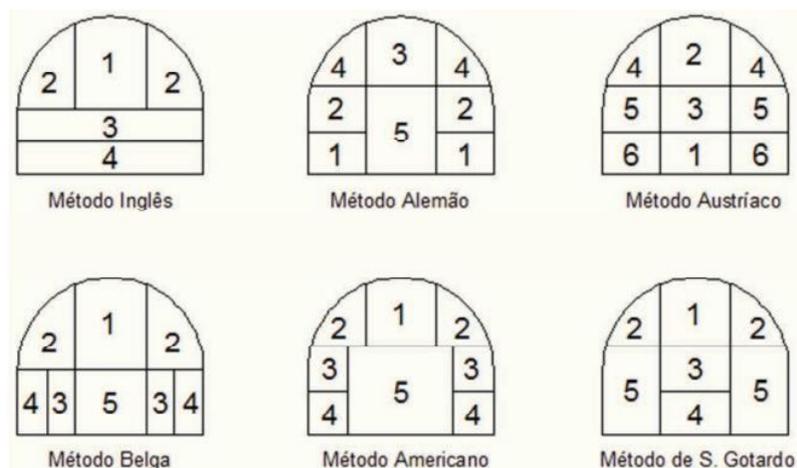


FONTE: LUNARDI (2008)

Este efeito deve garantir a auto sustentação da estrutura por um determinado tempo, variando para cada tipo de maciço. Uma forma de garantir a estabilidade da cavidade por maior tempo é a parcialização da frente de escavação (comum em rochas mais frágeis ou em seções de grande área), definida de acordo com o comportamento do maciço, ou seja, quanto maior o tempo de suporte da frente a ser escavada, menor deverá ser sua parcialização (Figura 10).

Após esse tempo, a estabilidade da estrutura deve ser garantida pelos elementos de suporte, tais como concreto projetado e tirantes, evitando que as deformações ultrapassem o limite de auto sustentação (plastificação), ocasionando a ruptura do maciço. Após o surgimento do NATM e das classificações de maciços, os tratamentos, suportes e revestimentos aplicados durante a escavação de túneis puderam ser estimados e estudados, evoluindo com a prática da engenharia.

Figura 10 Várias seções parciais para desmonte



FONTE: MELLO (1998)

Müller (1978) elaborou 22 princípios para o NATM. Dentre os mais importantes, destacam-se os sete abaixo listados:

- Mobilização da resistência do maciço rochoso - o método baseia-se na conservação da resistência intrínseca do maciço circunvizinho como o componente principal da sustentação do túnel. O suporte primário é adicionado, posteriormente à escavação, de forma a auxiliar a rocha no seu auto suporte.
- Proteção por concreto projetado - o afrouxamento e a deformação excessiva do maciço devem ser minimizados. Isto é alcançado através da aplicação de uma camada fina de concreto imediatamente após o avanço da frente.
- Monitoramento - cada deformação da escavação deve ser medida (monitorada). O Método NATM requer a instalação de uma instrumentação sofisticada para medir tais deformações.
- Suporte flexível – o NATM preconiza a utilização de um suporte flexível ao invés do rígido. O suporte utilizado é ativo e o reforço adicional ao concreto projetado se dá pela combinação de ancoragens, telas eletrosoldadas ou cambotas metálicas.
- Fechamento do arco invertido - o suporte do túnel trabalha como um anel contínuo, exigindo a necessidade de fechamento do arco invertido próximo à frente de escavação. Este fechamento é crucial nos túneis em rochas brandas, onde o contorno do túnel jamais deve deixar de ser contínuo, mesmo que temporariamente.

- Arranjos Contratuais - uma vez que que o NATM é baseado em monitorar medidas, mudanças nos métodos de sustentação e de construção são recorrentes. Isto é possível somente se o sistema contratual possibilita tais mudanças.
- A classificação do maciço rochoso determina as medidas de suporte – os diversos métodos de classificação geomecânica devem ser responsáveis pela estimativa de suporte e revestimento definitivo da escavação pois a realização de ensaios “in situ” e de laboratório, somando-se às investigações de prospecção geológica, permite a caracterização e determinação de parâmetros de comportamento do tipo resistência, deformabilidade e permeabilidade do maciço a ser escavado.

## 2.8 TRATAMENTO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

O tratamento que o túnel deve receber está ligado à sua classificação geomecânica, onde se obtém o tempo de auto sustentação do maciço que é função dos parâmetros analisados no processo de classificação da rocha, como, por exemplo, as descontinuidades atuantes na geologia local. Caso esse tempo seja insuficiente para garantir a execução da escavação e suporte, a rocha circundante deve receber um tratamento para que se siga o programa. Esses tratamentos podem ser primários ou até mesmos definitivos, dependendo das deformações (convergências) que ocorrerão na estrutura do maciço. Os principais artifícios e tratamentos em utilização nas escavações subterrâneas são (GERALDI, 2011):

### a) Tratamentos preliminares especiais (maciços de classe IV e V):

- Enfilagens mecânicas;
- Enfilagens tubulares injetadas;
- Pregagem;
- Colunas de CCPH (*jet grouting*);
- Injeções de consolidação do maciço;
- Consolidação temporária do maciço por congelamento.

### b) Tratamentos primários e revestimentos:

- Chumbadores de aço, tipo monobarra, ancoradas com calda de cimento ou resinas epóxicas;
- Tirantes de aço, tipo monobarra, ancorados com resinas epóxicas e pós-tensionados;
- Telas metálicas eletrosoldadas;
- Cambotas metálicas, feita com perfis metálicos ou com barras soldadas, denominadas cambotas treliçadas;
- Concreto projetado reforçado com fibras metálicas ou de polipropileno (CPRF);
- Concreto moldado.

A seguir serão abordados os tratamentos mais utilizados para a estabilização da escavação:

a) Enfilagens Mecânicas:

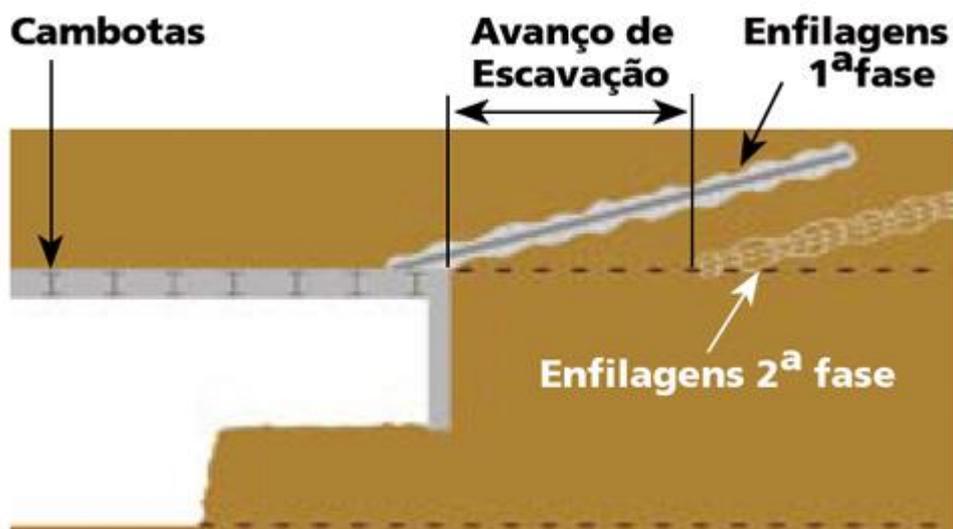
Este tipo de tratamento consiste na execução de um furo na rocha a ser preenchido com uma barra de aço CA-50 e argamassa (ou resina epóxica), acompanhando o contorno da seção do túnel. É utilizada em maciços com baixo suporte para garantir um maior tempo e segurança para a escavação e a disposição da cambota metálica.

b) Enfilagens Tubulares Injetadas:

Assim como as enfilagens mecânicas, acompanham o contorno do túnel em toda sua extensão ou, principalmente, em sua abóboda. O preenchimento do furo se dá com aço tipo *Schedule* de 2" a 2½" que serão preenchidos com calda de cimento, utilizando-se válvulas tipo "manchete" dispostas ao longo do tubo. Normalmente são executadas nos trechos iniciais do túnel a partir do emboque mas também é uma opção para transposições em trechos fraturados ou de rocha alterada. Os furos

deverão ser executados com ligeira inclinação (3°) (Figura 11) em relação ao eixo de projeto para garantir o avanço gradual sem comprometer a seção do túnel.

Figura 11 Lance de enfilagem em seção longitudinal.



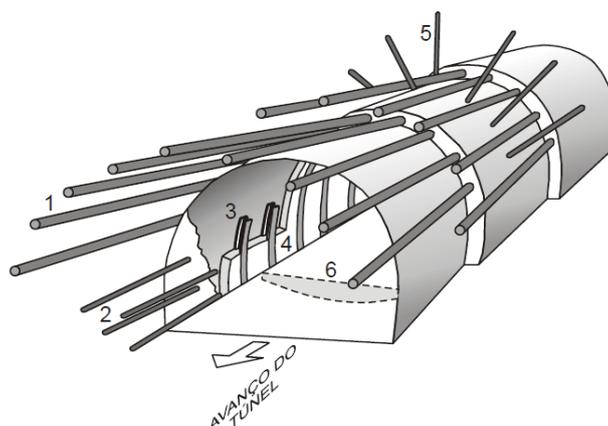
FONTE:PORTAL METÁLICA. [Cambotas e enfilagens]. [2017] Disponível em:  [<goo.gl/kWwKaK>](http://goo.gl/kWwKaK). Acesso em 12/12/2016.

Os furos compreendem uma profundidade de 10 a 12 metros para o prosseguimento do avanço com cambotas e projeção de concreto até se atingir 8 a 10 metros de avanço, sobrando um trecho de, em média, 2 metros, para, se necessário, ser executado mais um lance de enfilagens.

c) Cambotas de perfil metálico ou treliçadas:

Moldura metálica de sustentação em formato de arco que acompanha o contorno da seção (Figura 12) e se apoia diretamente na soleira. Tem comportamento ativo, inibindo o processo de relaxação e deformações escavação.

Figura 12 Esquema conceitual do arranjo de cambotas e enfilagens no avanço do túnel.



FONTE:PORTAL METÁLICA. [Cambotas e enfilagens]. [2017] Disponível em:  
<[goo.gl/kWwKaK](http://goo.gl/kWwKaK)>. Acesso em 12/12/2016.

d) Concreto projetado:

Concreto com aditivos de fogo rápida, projetado com alta pressão contra a parede de rocha. Após aplicado, atinge resistências elevadas, da ordem de 0,3 MPa, logo nas primeiras horas após a aplicação. É utilizado junto das cambotas ou das telas eletrossoldadas para aumentar as condições de suporte e atenuando as deformações na parede recém escavada.

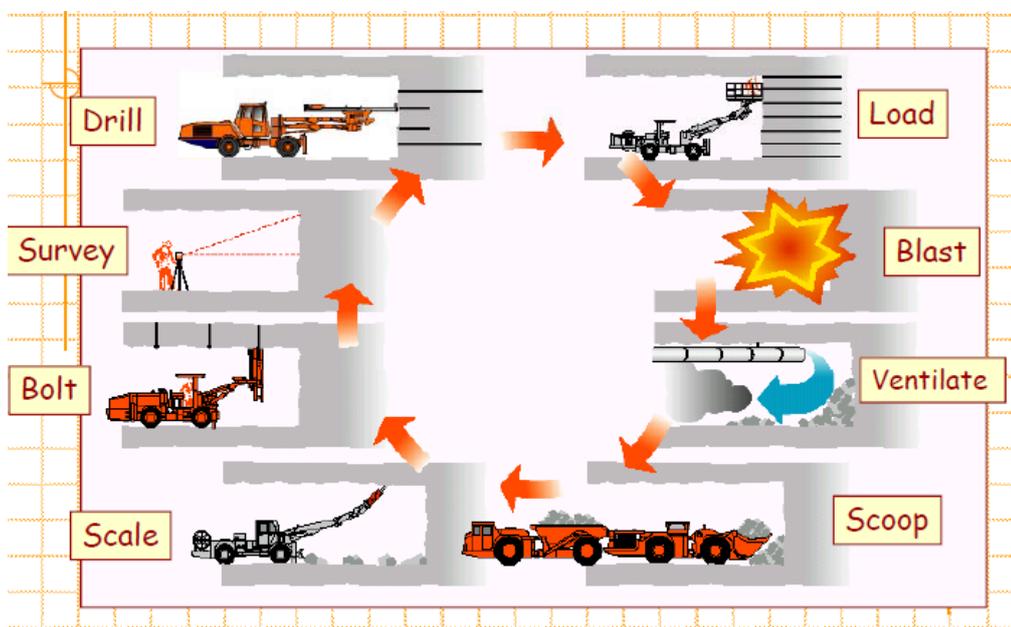
Mais recentemente, o concreto projetado passou a ser dosado com a adição de fibras metálicas, recebendo a denominação de CPRF (Concreto Projetado Reforçado com Fibras Metálicas). Esta mistura passou a substituir as telas metálicas eletrossoldadas, por ser de execução mais rápida e atingir elevada resistência ( até 0,6 MPa em 3 horas), podendo ser utilizadas em maciços muito fraturado ou alterado.

## 2.9 MÉTODO EXECUTIVO DRILL AND BLAST

Este método é indicado para rochas das classes I à IV e consiste na perfuração horizontal da frente de escavação com furos horizontais (normalmente paralelos e de mesmo comprimento), dispostos de acordo com um plano de fogo, este projetado em função dos condicionantes geológicos do maciço rochoso, do avanço pretendido por detonação, da área e desenho geométrico da seção de escavação (GERALDI, 2011).

As perfurações são realizadas com perfuratrizes, geralmente Jumbo hidráulico, e os furos carregados com explosivos que devem ser detonados sequencialmente do pilão (centro) para a periferia da seção. Após essa etapa, deve ser realizada a ventilação da cavidade por insuflação de ar limpo ou exaustão dos gases resultantes da detonação, sendo, em seguida, realizado o transporte e remoção dos detritos gerados na explosão, limpando a frente para iniciar a escavação da próxima frente, onde o ciclo (Figura 13) será repetido.

Figura 13 Etapas do Dril and Blast



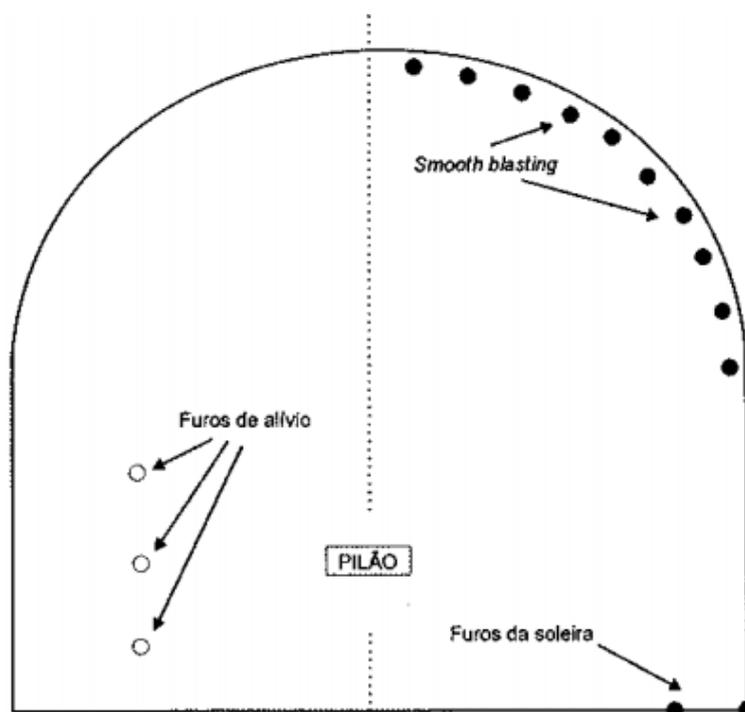
FONTE:SANDVIK CONSTRUCTION. [Tunneling]. [2017] Disponível em: < [goo.gl/iVtf5r](http://goo.gl/iVtf5r) >. Acesso em 12/12/2016.

### 2.9.1 PLANO DE FOGO

Como visto Na seção 2.4, a existência de uma frente livre paralela aos furos é fundamental no auxílio ao processo de fragmentação da rocha por ser responsável pela reflexão da onda de compressão em forma de onda de tração, responsável pelo faturamento da rocha. Na escavação de túneis e galerias, no entanto, a frente livre deve ser produzida gradualmente na sequência de detonações, que se darão a partir do tempo inicial da série de retardos, criando uma primeira abertura (pilão) (Figura 14) que será gradativamente ampliada pela detonação dos demais furos estipulados em um plano de fogo. Além de estabelecer o posicionamento das perfurações, bem como o sequenciamento das explosões (retardos), o plano de fogo deve apresentar as seguintes informações (GERALDI, 2011).

- Área da seção de escavação (m<sup>2</sup>)
- Diâmetro dos furos (mm)
- Profundidade dos furos (m)
- Posição dos furos e quantidade de carga
- Rendimento do fogo (%)
- Classe do explosivo
- Tipo, distribuição e quantidade de retardos por tempo de espera

Figura 14 Nomenclatura e disposição dos tipos de furos em uma seção.



FONTE: GERALDI (2011)

### 2.9.2 Diâmetro de perfuração

O diâmetro do furo a ser carregado deve ser de tamanho compatível com a eficiência da perfuratriz e fragmentação desejada. O diâmetro determina o quanto de explosivo pode ser carregado de forma a garantir o maior aproveitamento para o avanço. Quanto maior o diâmetro, mais explosivo pode ser carregado no fundo do furo, onde são mais necessários. Além disso, com o aumento do diâmetro, diminui-se a quantidade de furos e, dependendo da formação geológica, reduz também o tempo de execução das perfurações. No entanto, em maciços mais rígidos, devido à baixa penetrabilidade da rocha, a escolha ou necessidade de um diâmetro maior pode aumentar o tempo de execução, ou seja, a decisão do furo deve ser avaliada com relação à formação, variando normalmente entre 32 mm e 64 mm. (BHANDARI, 1997).

### 2.9.3 Profundidade do furo

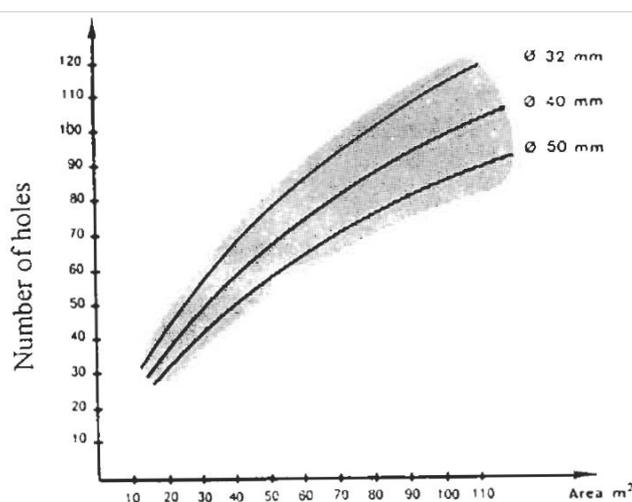
A decisão da profundidade do furo depende do tipo do material a ser detonado. Em rochas de baixa resistência, furos mais curtos e cargas menores são usados geralmente. A escolha da profundidade também é influenciada pelo tempo disponível para cumprir o ciclo *Drill and Blast*, em particular o tempo de perfuração e carregamento. No entanto, busca-se sempre a maior profundidade para obter um maior avanço. O avanço geralmente corresponde à 90-95% da profundidade do furo, podendo variar de 0,5 m em rochas muito fraturadas que precisam de suporte imediato à valores superiores à 5 m em rochas competentes e auto portantes (BHANDARI, 1997).

### 2.9.4 Número de furos

De acordo com Bhandari (1997), o número total de furos requeridos na face depende da área da face, seu formato, o tipo de rocha, a fragmentação desejada e o tamanho da abertura.

Gustafsson (1981) indicou que o total de furos em uma seção pode ser estimado através da área da seção pelas seguintes curvas:

Figura 15 Gráfico para estimativa do número de furos na face do túnel (Gustafsson, 1981).



FONTE: GUSTAFSSON (1981)

## 2.10 PILÃO

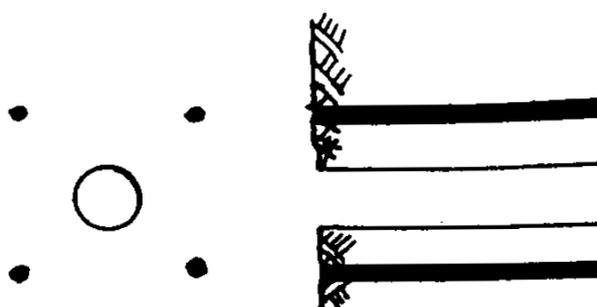
O primeiro passo no avanço de um túnel é a criação de uma primeira abertura, o pilão, para criar o vazio necessário para expansão e alívio das detonações seguintes. A perfuração nas últimas décadas tem sido intensamente mecanizada com o desenvolvimento dos jumbos hidráulicos com um ou vários braços, automatizados e mais versáteis. Isto favorece e generalizaram-se, na prática, os pilões com furos paralelos, pela maior facilidade de perfurar uma vez que não há a necessidade de mudar o ângulo dos braços de perfuração e o avanço não depende da seção transversal do túnel, como acontece no caso do pilão com perfuração com ângulos (MARTINHO, 2012).

Os pilões se classificam em dois grupos: pilão com furos paralelos e pilão com furos angulados.

Os pilões de furos paralelos são utilizados para se obter uma abertura cilíndrica ou retangular na seção do túnel. São divididos em dois grupos:

Pilão com furos de grande diâmetro: incorporam um ou mais furos de maior diâmetro, usados com alívio, ou seja, não recebem carga (Figura 16).

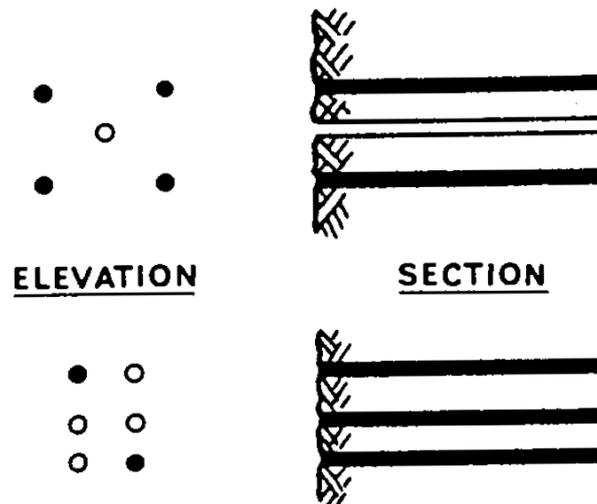
*Figura 16 Furo descarregado de grande diâmetro.*



FONTE: BHANDARI (1997)

Pilão queimado: todos os furos possuem o mesmo diâmetro (Figura 17) e um ou mais são deixados sem carga.

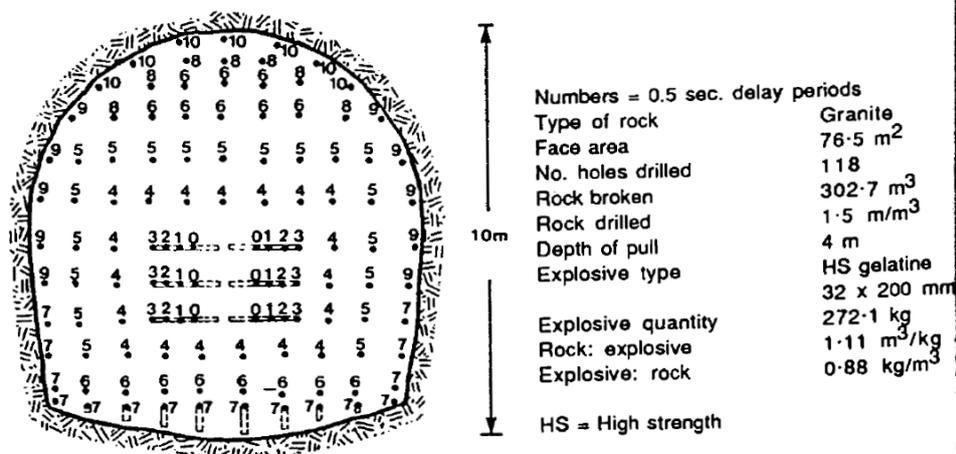
Figura 17 Pilões queimados de mesmo diâmetro.



FONTE: BHANDARI (1997)

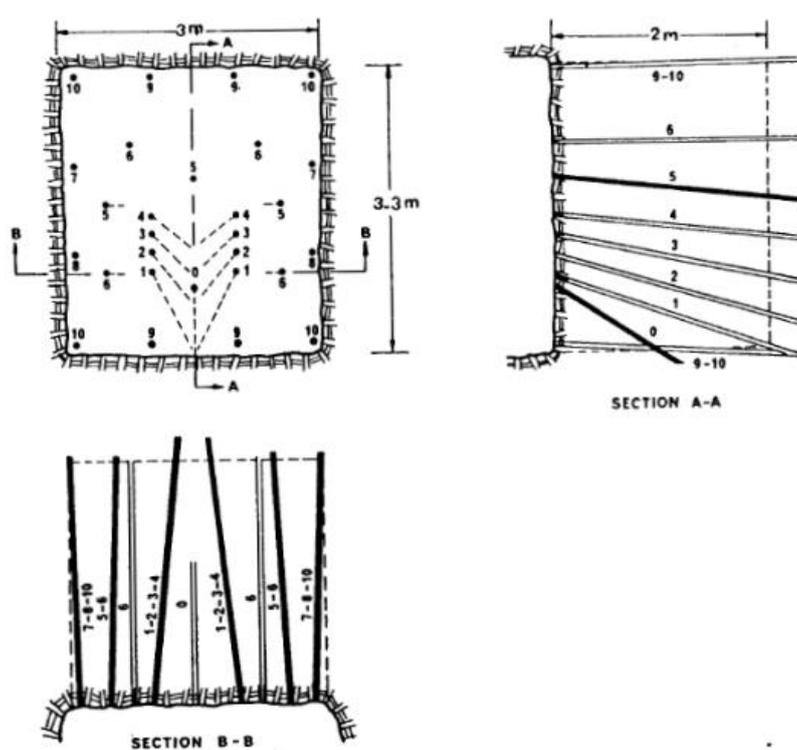
Os pilões com furos angulados (ou “em cunha”) são utilizados de forma a obter um maior arremesso dos detritos de rocha. Também possui vários tipos de arranjos com o pilão em V (Figura 18) e o pilão martelo (Figura 19). Requerem um valor menor de furos e menos explosivo por metro de avanço do que os furos paralelos. No entanto, seu uso é restrito pois sua perfuração é mais complexa e requer maior experiência da equipe de execução.

Figura 18 Ilustração de plano de fogo com pilão em V.



FONTE: BHANDARI (1997)

Figura 19 Ilustração de plano de fogo com pilão martelo.



FONTE: BHANDARI (1997)

Quanto a execução prática dos furos vazios, estes são feitos com um diâmetro inferior e depois alargados. O pilão com grandes furos vazios tem as seguintes vantagens (MARTINHO, 2012):

- São adequados para perfurar com Jumbos;

- Conseguem-se bons avanços;
- A dispersão do escombros é menor do que nos pilões em V, traduzindo-se em menor tempo de remoção do escombros;
- A fragmentação é boa. A rocha desmontada em cada furo é lançada na parede oposta da frente efetiva aberta pelo pilão, promovendo-se assim a ruptura da rocha.

De acordo com Martinho (2012), os furos vazios do pilão pressupõem que a rocha desmontada no primeiro intervalo de detonação tem suficiente volume para assegurar uma boa expulsão dos detritos. Para tal a perfuração tem de ser executada com precisão e com uma sequência de detonação correta.

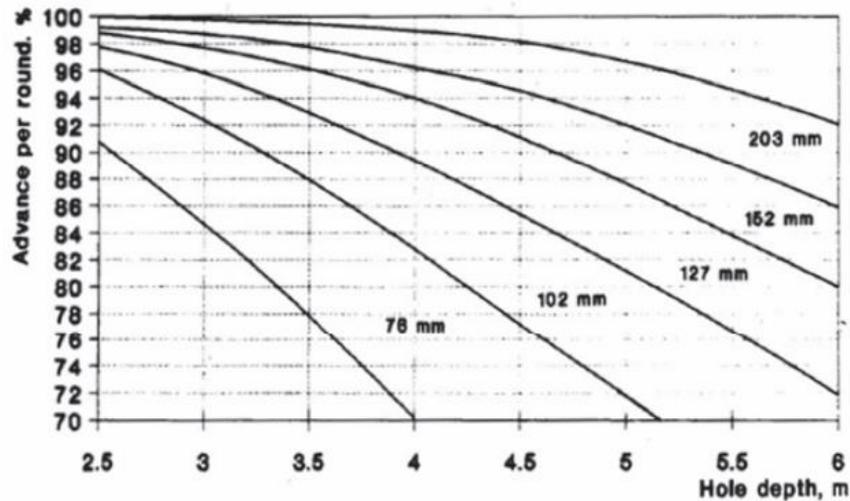
#### 2.10.1 Dimensionamento do pilão

No cálculo do plano de fogo, é usual dividi-lo em dois passos, primeiro o dimensionamento do pilão depois os demais furos que o circundam. Olofsson (1990) forneceu os cálculos para o pilão e furos adjacentes. O que se segue é baseado em seu trabalho.

##### a) Dimensionamento do furo de grande diâmetro sem carga:

Na Figura 20 obtém-se o diâmetro do furo largo vazio em função do comprimento teórico de perfuração e do rendimento do fogo (avanço por comprimento de furação).

Figura 20 Ábaco para o cálculo do diâmetro do furo vazio.



FONTE: OLOFSSON (1990)

Neste tipo de diagrama o rendimento prático do fogo depende do diâmetro do furo largo, pois quanto maior for o diâmetro do furo não carregado maior será o rendimento do fogo. O maior diâmetro do furo não carregado conduz a um menor atrito na saída do escombrego logo a uma maior remoção do material (MARTINHO, 2012).

Para a obtenção do diâmetro através do ábaco, faz-se necessário os seguintes cálculos:

- Rendimento:

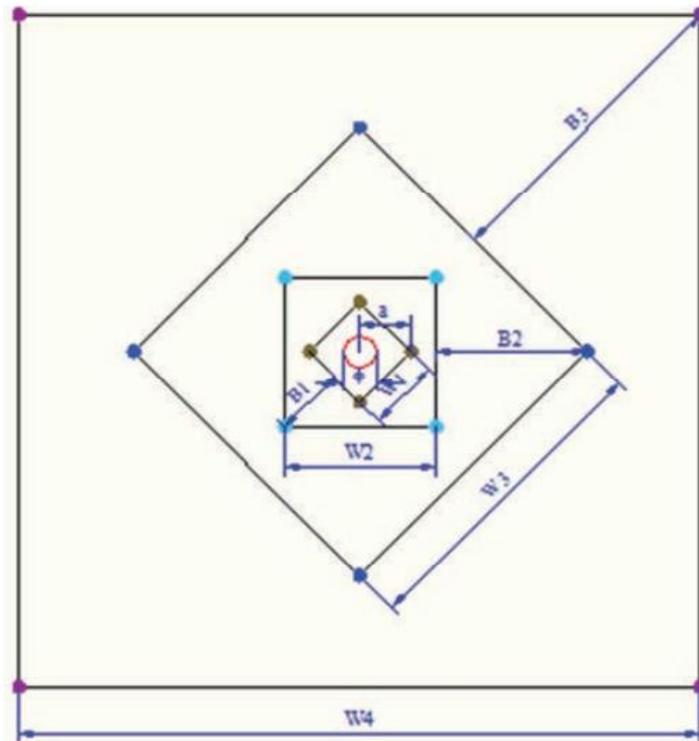
$$Rendimento (R) = \frac{Avanço\ Do\ Fogo}{Comprimento\ do\ furo}$$

Sendo o comprimento de furação (abscissa) e o rendimento do fogo (ordenada) os dados de entrada no ábaco para a obtenção do diâmetro do furo sem a carga.

- b) Distância entre o furo de expansão e o furo carregado:

No plano de fogo de tiros paralelos com um ou mais furos centrais de grande diâmetro não carregados, os tiros carregados são dispostos nos vértices de 3 ou 4 quadrados, como mostra a Figura 21, cujas dimensões ( $W_i$ ) são calculadas, como indicado mais à frente.

Figura 21 Pilão com um furo não carregado e suas dimensões



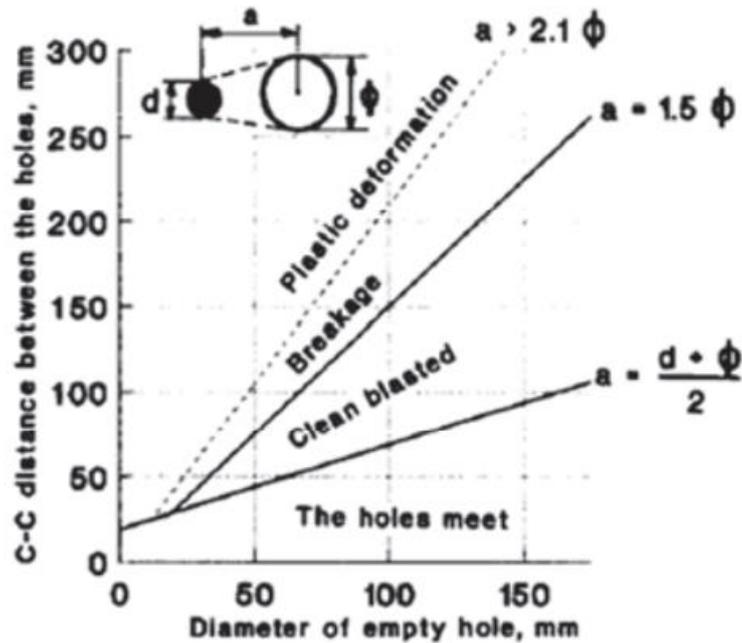
FONTE: MARTINHO (2012)

A distância entre o furo de alívio e os furos carregados mais próximos, correspondentes ao 1º quadrado deve ser:

$$a = 1,5 * \phi(\text{Furo Largo})$$

Esta expressão é utilizada no método simplificado para pilão de até 4 seções para obtenção de ruptura da rocha, como indicado na Figura 22.

Figura 22 Ábaco para obtenção da distância entre o furo não carregado e os furos da próxima seção.



FONTE: OLOFSSON (1990)

Em situações onde são necessários dois ou mais furos largos vazios de grande diâmetro o valor do diâmetro equivalente é dado por:

$$D_e = D * \sqrt{N_f}$$

Onde:

$D_e$ : Diâmetro equivalente

$D$ : Diâmetro de cada furo não carregado

$N_f$ : Número de furos vazios

Este valor deve ser próximo à equação seguinte, com o objetivo de conseguir uma boa fragmentação e uma saída satisfatória da rocha (LANGFORS & KILHSTROM, 1963).

$$a = 1,7 * \phi (\text{Furo Largo})$$

Para distâncias maiores que  $a = 2,0 * \phi$  (*Furo Largo*) o ângulo de ruptura se torna muito pequeno e produz deformação plástica da rocha entre o furo carregado e o furo vazio.

Se as distâncias forem menores que  $a = 2,0 * \phi$  (*Furo Largo*) mas com concentração de carga elevada, produz-se uma sinterização da rocha fragmentada e o pilão pode falhar. Por isso recomenda-se que as distâncias sejam calculadas pela expressão  $a = 1,5 * \phi$  (*Furo Largo*).

c) Distância à frente entre furos da primeira seção e o furo vazio:

A distância à frente (B) é calculada da seguinte forma:

$$B = a - (\phi/2)$$

Onde  $\phi$  = diâmetro do furo largo

Para o 1º quadrado, dispõe-se de uma frente livre efetiva de largura ( $W_1$ ), calculada pela equação seguinte:

$$W_1 = a * \sqrt{2}$$

d) Distância à frente entre os furos da segunda seção:

A distância à frente do 2º quadrado de furos ( $B_1$ ), é dada pela relação:

$$B_1 = W_1$$

Para o 2º quadrado, dispõe-se de uma frente livre efetiva de largura ( $W_2$ ), calculada pela equação seguinte:

$$W_2 = 1,5W_1\sqrt{2}$$

Para as seções seguintes, repetem-se os cálculos acima.

e) Tampão:

Normalmente os furos dispostos no fogo devem ser carregados quase que por completos, para atender as altas razões de cargas que são utilizadas nas escavações de túneis, restando livre um tampão. Este tampão, geralmente, é obturado com areia

ou argila, materiais estes que podem inclusive serem encartuchados (GERALDI, 2011).

Os comprimentos do tamponamento são estimados através da distância entre centros dos furos da seção em relação ao furo não carregado

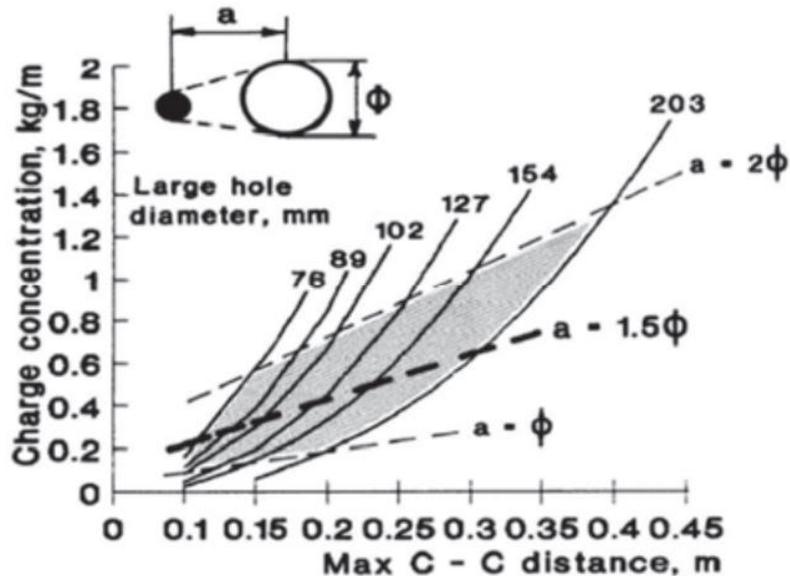
$$h_0 = 0,5 * B_i$$

f) Concentrações de carga de coluna:

A carga nestes furos deve ser calculada de forma cuidadosa uma vez que uma concentração de carga baixa pode não criar a ruptura da rocha, enquanto que uma concentração de carga excessiva pode lançar a rocha no lado oposto do pilão de tal modo que esta fica compactada e não é expulsa para fora do maciço, reduzindo assim o avanço.

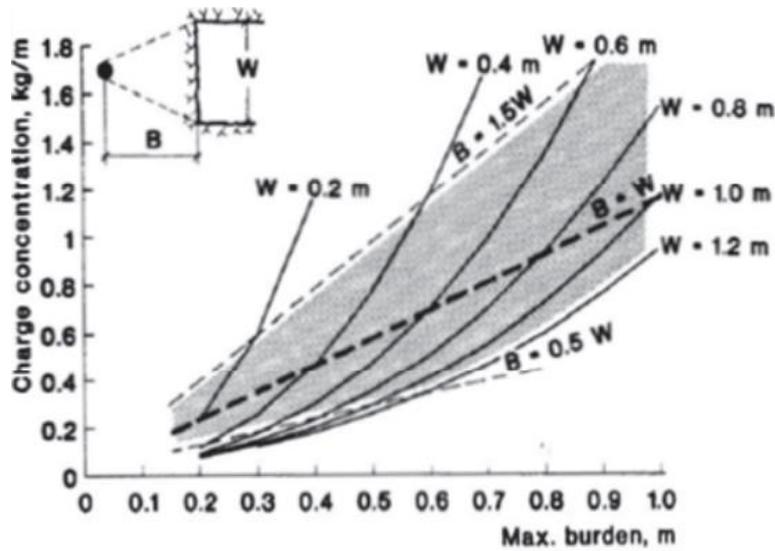
O cálculo da concentração da carga de fundo e de coluna, é determinada através dos ábacos das Figura 23 e Figura 24, em função da distância entre o centro dos furos da seção e o furo não carregado ( $a$  para a 1ª seção e  $B_i$  para as seções seguintes).

Figura 23 Ábaco para o cálculo da concentração de carga de coluna mínima ( $l_c$ ) do 1º quadrado.



FONTE: OLOFSSON (1990)

Figura 24 Ábaco para o cálculo da concentração de coluna mínima ( $l_c$ ) a partir do 2º quadrado.



FONTES: OLOFSSON (1990)

Para o primeiro quadrado, o tampão terá o comprimento de  $h_0 = a$ . A carga do furo será dada pela multiplicação do comprimento de carga ( $H - h_0$ ) pela concentração de carga ( $l_c$ ):

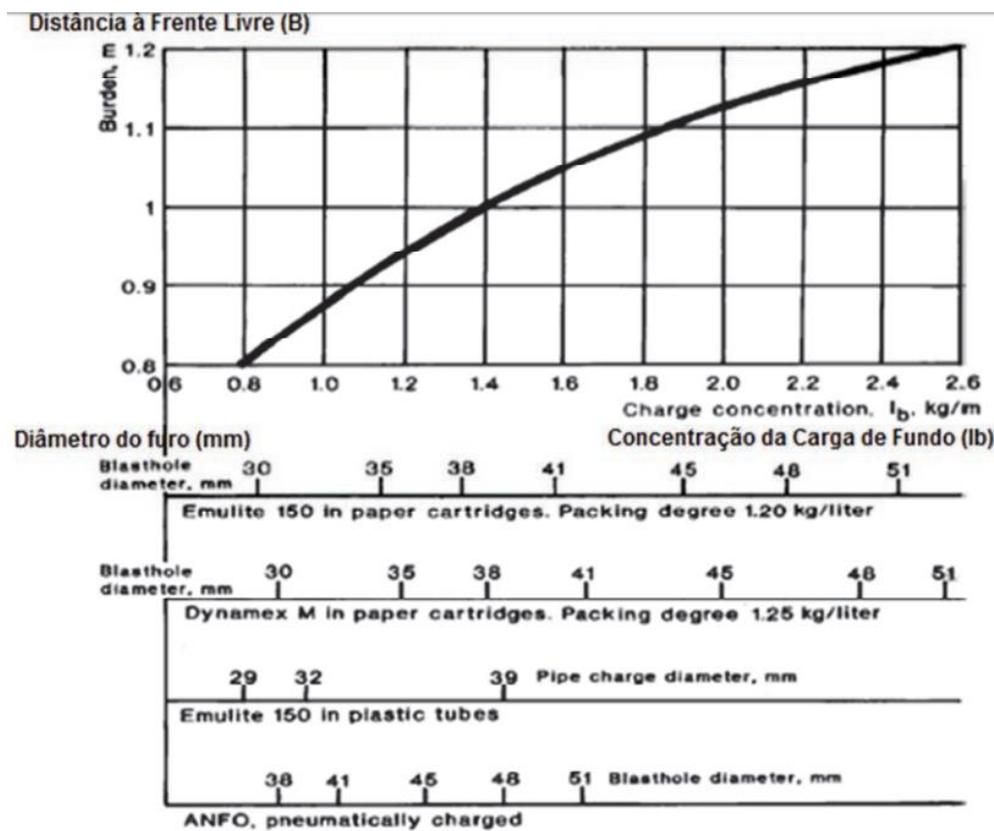
$$Q = l_c(H - h_0)$$

Onde  $H$  é o comprimento da perfuração.

### 2.10.2 Dimensionamento dos furos de alívio ou alargamento

Através do ábaco da Figura 25, em função da concentração da carga de fundo ( $l_b$ ), é determinada a distância à frente livre (*Burden*) ( $B$ ), criada pelo produto de tiros anteriores. A escolha do explosivo é feita tendo em atenção que o diâmetro deve ser inferior ao diâmetro do furo (MARTINHO, 2012).

Figura 25 Ábaco para os tiros de alargamento



FONTE: OLOFSSON (1990)

Sendo  $l_b = 2 * l_c$ .

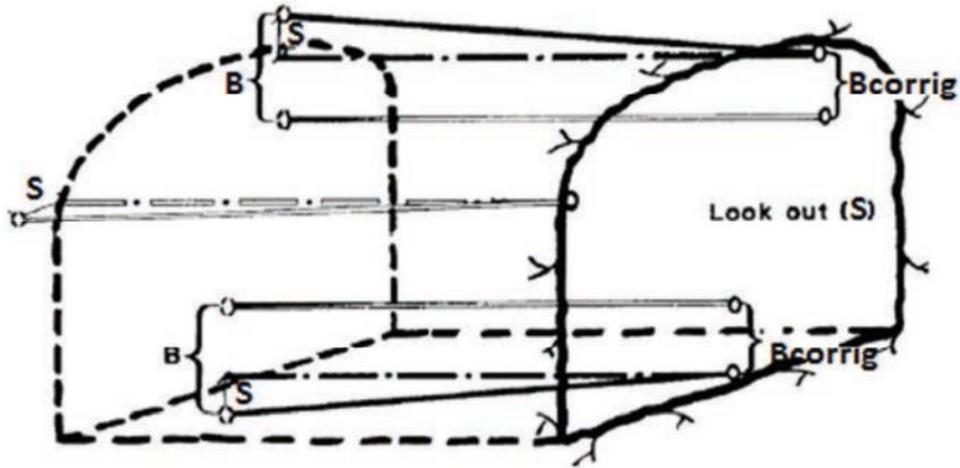
### 2.10.3 Dimensionamento dos furos de contorno

A distância à frente (B) nos tiros de soleira é igual à distância à frente calculada no item anterior no pré-cálculo dos tiros de alargamento. A distância à frente corrigida, ( $B_{corrig}$ ) trata-se de uma correção, S, que se aplica a todos os furos de contorno e da soleira (conforme ilustra a Figura 26) por estes serem inclinados, afim de evitar a diminuição progressiva da secção do túnel.

Utilizando a correção através do desvio (Look-Out) (S), é que se obtém a distância à frente corrigida.

$$B_{corrig} = B - S$$

Figura 26 Desvio "Look Out"



FONTE: OLOFSSON (1990)

O *Look Out* deve ser considerado em todos os furos de contorno (soleira, teto e parede) para que o túnel mantenha sua área de projeto. Este desvio deve ser apenas o suficiente para permitir o espaçamento devido para o equipamento de escavação para os avanços seguintes. O valor do *look out* depende do alcance do martelo do Jumbo, mas se estabelece, geralmente, em torno de 35 cm.

Olafsson (1981) sugeriu a seguinte tabela para o dimensionamento dos furos de contorno, quando se conhece a distância à frente ( $B$ ), a profundidade do furo ( $H$ ) e a carga de fundo ( $l_b$ ).

Tabela 7 Geometria de perfuração e carregamento.

Part of the round:	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		Stemming (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	$l_b$	$1.0 \times l_b$	$0.2 \times B$
Wall	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	$l_b$	$0.4 \times l_b$	$0.5 \times B$
Roof	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	$l_b$	$0.3 \times l_b$	$0.5 \times B$
Stoping:						
Upwards	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	$l_b$	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$
Horizontal	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	$l_b$	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$
Downwards	$1 \times B$	$1.2 \times B$	$1/3 \times H$	$l_b$	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$

FONTE: OLOFSSON (1990)

Os furos de teto e de parede possuem uma particularidade pois devem ser carregados com explosivos de baixa densidade afim de controlar a fratura da rocha remanescente, pois esta deve manter suas propriedades geomecânicas para o suporte do túnel e evitar a queda e deslizamento de blocos do maciço circundante. Para isso existem algumas técnicas, mas a mais utilizada e difundida é o *Smooth Blasting*. As tentativas de se obter um explosivo capaz de atender as particularidades deste desmonte levaram a criação do *Gurit*, um explosivo com base de nitroglicerina e outros componentes necessários para a obtenção da velocidade de detonação (*VOD-Velocity of Detonation*) ideal. A Tabela 8 fornece os padrões de perfuração e carregamento para diferentes diâmetros de furos de contorno:

Tabela 8 Tabela para dimensionamento de carga dos furos de contorno para o método "Smooth Blasting".

Perimeter hole diam. mm	Charge concentration kg/m	Charge type	Burden m	Spacing m
25-32	0.11	11 mm Gurit	0.3-0.5	0.25-0.35
25-48	0.23	17 mm Gurit	0.7-0.9	0.50-0.70
51-64	0.42	22 mm Gurit	1.0-1.1	0.80-0.90
51-64	0.45	22 mm Emulite	1.1-1.2	0.80-0.90

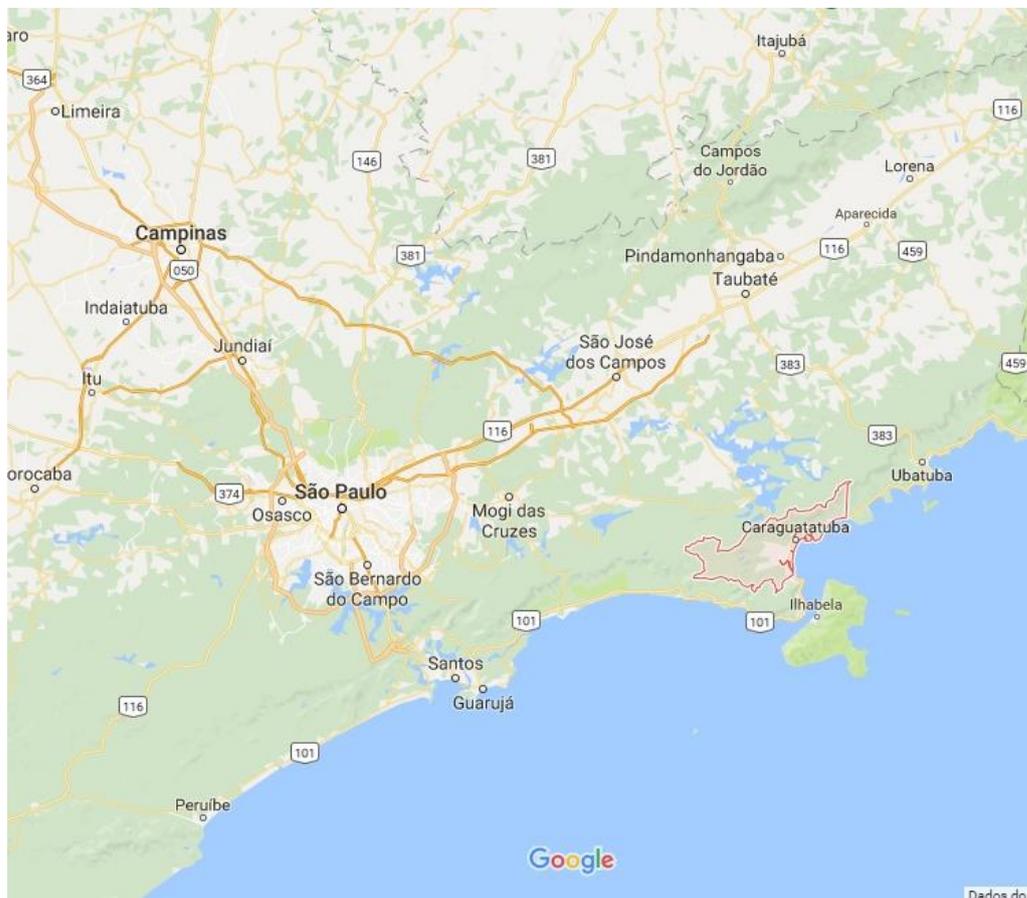
FONTE: OLOFSSON (1990)

### 3 OBRA CONTORNO SUL CARAGUATATUBA-TÚNEL 102

Para elucidar a teoria anteriormente apresentada, buscou-se aplicar os conceitos mecânicos e as equações em um estudo de caso. A obra tratada neste capítulo é a escavação do túnel 102 (Figura 28), realizada pela Pedra Branca Escavações, que faz parte do Lote 1 das obras de ampliação da Rodovia dos Tamoios, contornando o município de Caraguatatuba (

Figura 27), no Litoral Norte de SP. O túnel possui uma extensão de 384 metros e para sua execução foram necessárias escavações em solo e rocha.

*Figura 27 Localização do município de Caraguatatuba.*



FONTE: GOOGLE MAPAS. [Caraguatatuba-SP]. [2017] (acessado em 10/06/2017).

Figura 28 Posição do túnel 102.



FONTE: GOOGLE MAPAS. [Rodovia dos Tamoios]. [2017] (acessado em 10/06/2017)

Tal obra foi concebida de forma a comportar a passagem de duas pistas (Figura 29), sendo realizadas investigações geotécnicas para ambas. Ao longo da extensão do túnel foram necessárias várias detonações, cada qual com seu plano de fogo específico. No entanto, neste estudo de caso focou-se somente nas propriedades e dimensionamento do plano de fogo na seção de estaca 1230+19,0 m da pista direita, por ser a seção com mais dados coletados para a elaboração deste trabalho.

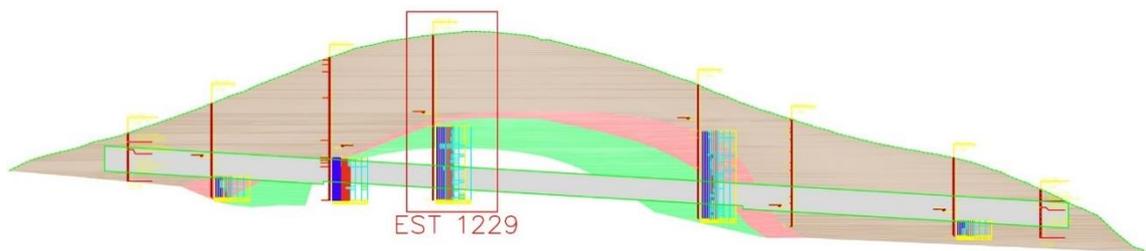
Figura 29 Emboques de entrada do túnel 102.



### 3.1 SONDAGENS E CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Ao longo dos 384 metros da pista direita do túnel foram realizadas 8 sondagens (Figura 30). Os emboques de entrada e saída, bem como as escavações nos extremos do túnel, foram executados em terreno variando de argiloso a arenoso, sendo necessárias nestas regiões duas sondagens SPT.

*Figura 30 Localização das sondagens.*

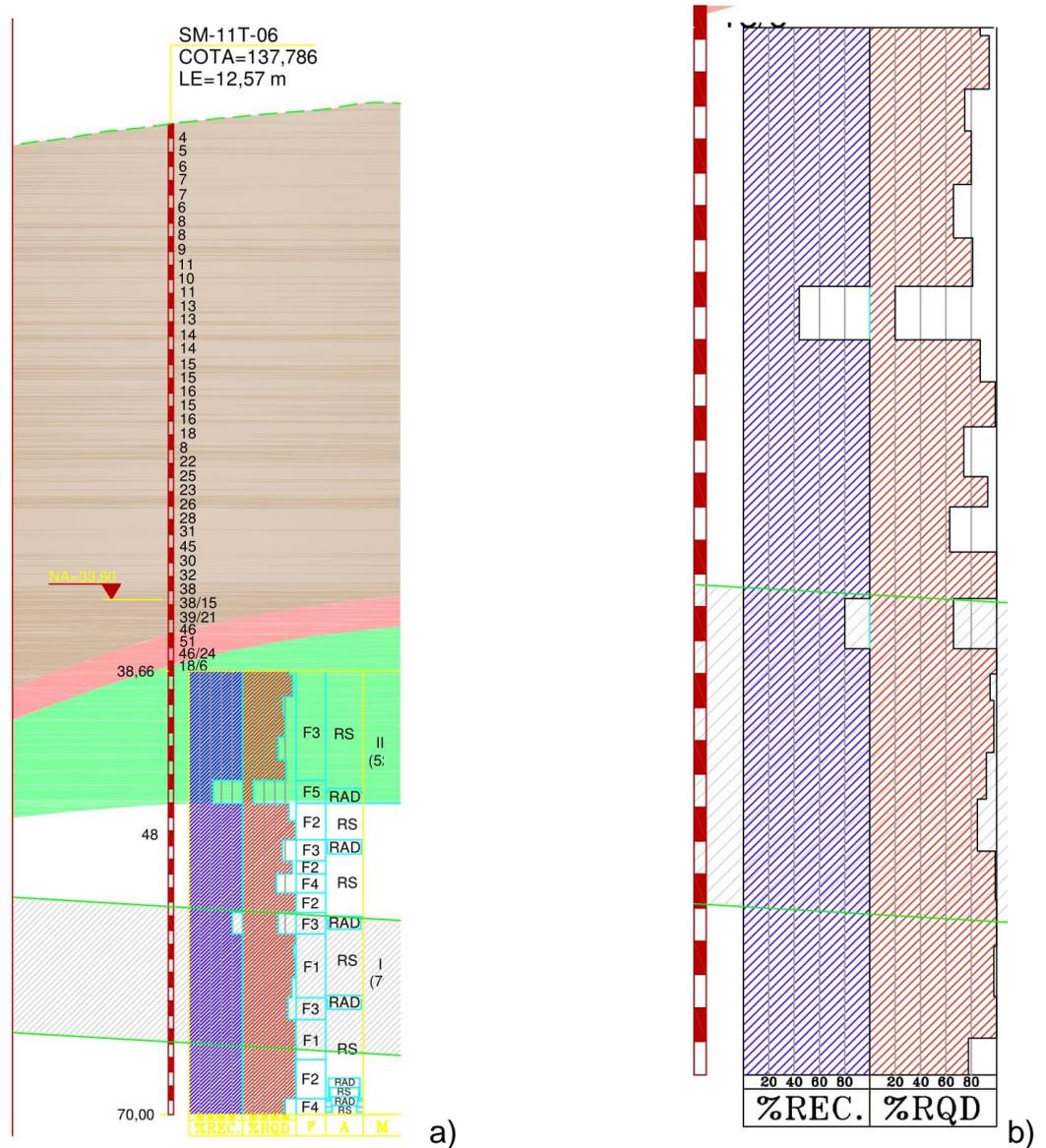


FONTE: PEDRA BRANCA ESCAVAÇÕES (2016)

Nas regiões de maiores cotas da escavação as sondagens ultrapassaram as camadas argilosas alcançando o maciço rochoso. Para estas regiões foram necessárias sondagens mistas e posterior obtenção do RQD a partir do material de amostra retirado das sondagens rotativas realizadas na rocha.

A sondagem mista efetuada na estaca 1229 (Figura 31) foi a referência para a classificação geomecânica do maciço na seção de estudo.

Figura 31 a) Sondagem Mista na estaca 1229, b) Resultados do RQD na estaca 1229.



FONTE: PEDRA BRANCA ESCAVAÇÕES (2016)

O solo foi penetrável ao SPT até a profundidade aproximada de 34 metros, sendo executada a partir desta cota uma sondagem rotativa. A sondagem rotativa nessa estaca ultrapassou camadas de rocha medianamente alterada (RAD) e rocha sã (RS). Como podemos observar na Figura 31 (b), a escavação do túnel nessa seção

se deu em rocha sã e as amostras de material retiradas da sondagem nessa região apresentaram RQD superiores à 60.

O maciço nesta seção foi escavado em diabásio (Figura 32), rocha ígnea intrusiva formada em profundidades intermediárias (NBR 6502/1995) ao longo do percurso do magma que atravessa as fraturas em busca da superfície, alojando-se nas estruturas de rochas encaixantes, formado assim diques e soleiras. O diabásio possui uma faixa de densidade que varia de 2,6 a 3,0 g/cm<sup>3</sup>, favorecendo a propagação de ondas ao longo da estrutura do maciço. A rocha se apresentava fraturada e com presença de umidade, apresentando os seguintes valores para a classificação geomecânica, como prescrito por Bieniawski (1989):

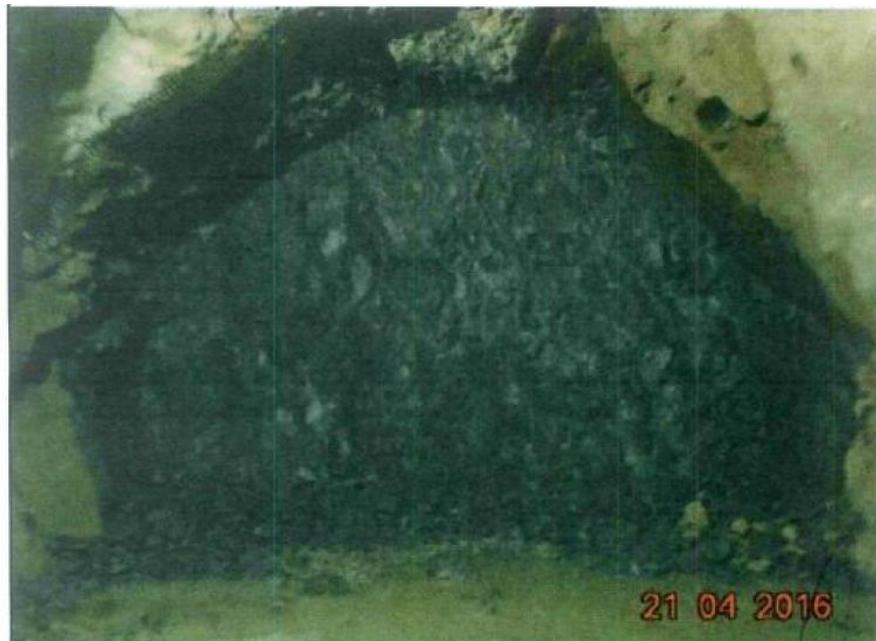
Tabela 9 Resultados obtidos em campo referentes à Classificação Geomecânica do maciço.

CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO (BIENIAWSKI, 1989)						
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES - RCS						
MPa	>250	100 a 250	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5
ÍNDICE	15	12	7	4	2	1
ROCK QUALITY DESIGNATION - RQD						
%	90-100	75-90	50-75	25-50	<25	
ÍNDICE	20	17	13	8	3	
COMPRIMENTO DAS FRATURAS						
METRO	<1	1 a 3	3 a 10	10 a 20	>20	
ÍNDICE	6	4	2	1	0	
ESPAÇAMENTO DAS FRATURAS						
METRO	>2	0,6 a 2	0,2 a 0,6	0,06 a 0,2	<0,05	
ÍNDICE	20	15	10	8	5	
ABERTURA DAS FRATURAS						
MILÍMETRO	0	<0,1	0,1 a 1	1-5	>5	
ÍNDICE	6	5	4	1	0	
PREENCHIMENTO DAS FRATURAS						
CONDIÇÃO	NENHUM	DURO e<5mm	DURO e>5mm	MOLE e<5mm	MOLE e>5mm	
ÍNDICE	6	4	2	2	0	
ALTERAÇÃO DO PREENCHIMENTO						
GRAU DE ALTERAÇÃO	NÃO ALTERADAS	LIGEIRAMENTE ALTERADA	MODERADAMENTE ALTERADA	MUITO ALTERADA	EM DECOMPOSIÇÃO	
ÍNDICE	6	5	3	1	0	
RUGOSIDADE DAS FRATURAS						
CONDIÇÃO	MUITO RUGOSO	RUGOSO	POUCO RUGOSO	LISA	ESTRIADA	
ÍNDICE	6	5	3	1	0	
ÁGUA SUBTERRÂNEA						
CONDIÇÃO	SECO	LEVEMENTE ÚMIDO	ÚMIDO	GOTEJANDO	FLUXO	
ÍNDICE	15	10	7	4	0	
ORIENTAÇÃO DAS FRATURAS						
DIREÇÃO E MERGULHO	MUITO FAVORÁVEL	FAVORÁVEL	MODERADO	DESFAVORÁVEL	MUITO DESFAVORÁVEL	
ÍNDICE	0	-2	-5	-10	-12	

FONTE: PEDRA BRANCA ESCAVAÇÕES (2016)

Os dados observados em campo estão destacados em amarelo na Tabela 9. Embora o RQD na seção tenha sido superior a 60, minorou-se seu intervalo de valores para se obter um RMR mais conservador. Realizando o somatório destes parâmetros obteve-se um RMR de 42, o que enquadra o maciço na classe III, caracterizando-o como uma rocha medianamente consistente. Para este tipo de rocha, a aplicação do método NATM condiciona um tratamento primário com concreto projetado e avanço tirantado.

*Figura 32 Seção de estudo escavada em diabásio*



FONTE: PEDRA BRANCA ESCAVAÇÕES (2016)

### 3.2 PLANO DE FOGO

O túnel 102 foi configurado de forma a se obter uma seção tipo ferradura com uma altura aproximada de 12 metros, possuindo uma área de cerca de 109 m<sup>2</sup>.

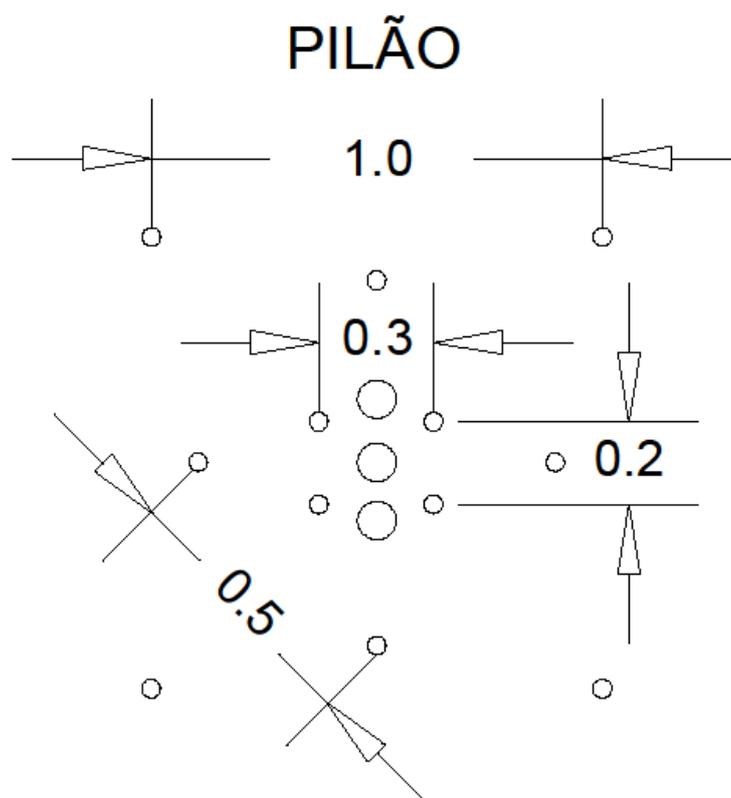
Para a realização dos tiros de contorno utilizou-se a configuração *Smooth Blasting* pois o uso desta técnica garante que o maciço circundante não sofra perturbações excessivas que gerem sobre escavação ou sobre faturamento na superfície rochosa.

O comprimento da perfuração foi de 2,6 metros, com diâmetro de 51 mm, gerando um volume de material aproximado de 289 m<sup>3</sup>. Para aumentar a eficiência da detonação, optou-se pela utilização de três furos alargados no pilão, com diâmetros de 101 mm.

No plano de fogo estudado foram perfurados ao todo 109 furos, sendo necessários 300 kg de explosivos para carregá-los, totalizando uma carga específica média de 1,05 kg/m<sup>3</sup>. Os detalhes do plano de fogo podem ser vistos no ANEXO I.

Seguindo os cálculos sugeridos por Olofsson (1981), o pilão (Figura 33) ficou composto de três quadrados concêntricos ao furo alargado.

Figura 33 Disposição dos furos no pilão.



FONTE: O AUTOR (2017)

A Tabela 10, resume os resultados obtidos no cálculo do plano de fogo.

Tabela 10 Resultados de cargas e espaçamento entre furos do plano de fogo.

PILÃO:			
Distância ao furo largo (a):	0,15	m	
Largura (W1):	0,2	m	
Largura (W2):	0,5	m	
Largura (W3):	1,0	m	
Concentração da carga de coluna:	0,36	kg/m	
Tamponamento (H0):	0,05	m	
Altura de carga:	2,55	m	
Carga	0,9	kg	

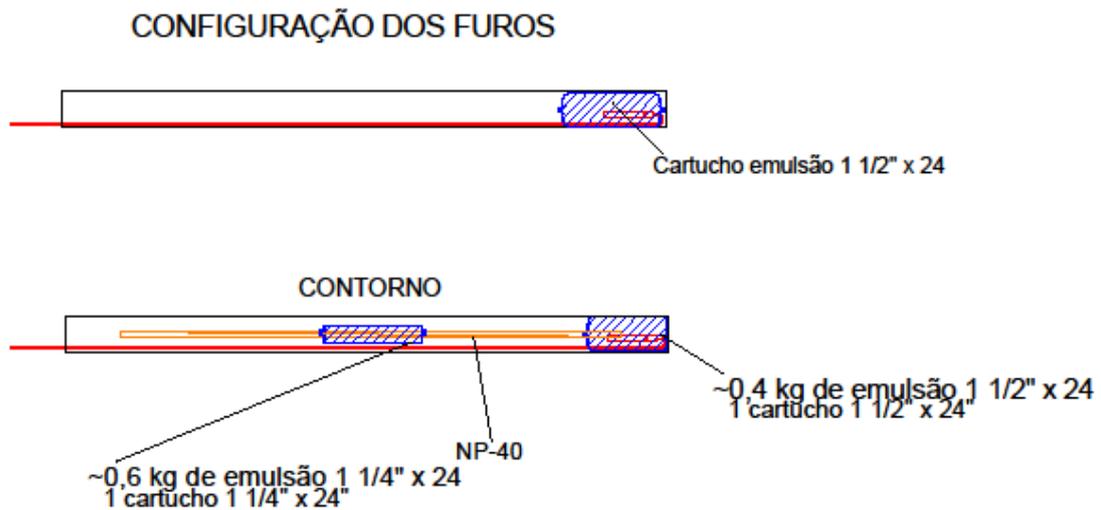
  

CONTORNO			
F U N D O	Diâmetro de Perfuração	51	mm
	Distância à frente:	1	m
	Distância à frente Corrigida (B):	0,7	m
	Espaçamento entre Furos:	0,8	m
	Concentração Carga Fundo:	0,4	kg/m
C L N O U A	Concentração Carga de Coluna:	0,5	kg/m
	Altura Carga de Coluna:	1,2	m
	Carga de Coluna:	0,6	kg

FONTE: O Autor (2017)

Para que se obtivessem as cargas calculadas, as perfurações no pilão foram carregadas com cartucho 1 1/2" x 24. Enquanto que os furos de contorno foram igualmente preenchidos com cartuchos 1 1/4" x 24 na carga de coluna e 1 1/2" x 24 (Figura 34) na carga de fundo.

Figura 34 Carga calculada para os tiros.



FONTE: PEDRA BRANCA ESCAVAÇÕES (2016)

## 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na ampliação da Rodovia dos Tamoios no contorno Caraguatatuba-SP foram necessárias escavações em solo e rocha. Nas regiões onde a abertura subterrânea foi executada em maciço rochoso, optou-se pela utilização do método *Drill and Blast* devido a sua eficiência e praticidade frente à escavação com TBM (*Tunnel Boring Machine*), que em alguns contextos de engenharia se torna economicamente e logisticamente inviável. As investigações geológicas na fase de projeto forneceram informações gerais quanto a geologia no trajeto do túnel, definindo os tipos de solo e rocha encontrados ao longo da escavação e as condições geomecânicas do maciço, contribuindo diretamente na solução adotada para o tratamento e suporte da rocha que, na seção de estudo, foi classificada como uma rocha sã, moderadamente alterada, com certo grau de auto suporte, interceptada por famílias de fraturas com direção e mergulho moderadamente favoráveis à escavação. Nessa seção, para atender as premissas preconizadas pelo NATM, executou-se o tratamento da frente de escavação com concreto projetado e tirantes.

A configuração de detonação adotada na seção 1230+19,00 buscou aumentar o rendimento dos explosivos, fazendo-se valer da densidade elevada do diabásio e de sua boa capacidade em propagar as ondas de tensões. Para a correta aplicação do NATM utilizou-se o arranjo *Smooth Blasting* para reduzir a densidade de explosivos nos contornos da seção e garantir a melhoria do suporte do túnel.

A conformação final de furos resultou em uma densidade de 1,0 furos/m<sup>2</sup>.

## 5 REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6502: Rochas e Solos**. Rio de Janeiro, 1995.

ATCHISON, T. C. **Fragmentation Principles**. Nova Iorque: Pfeider, p. 355-372, 1968.

BADAL, R.; BHANDARI, S. **Fragmentation Mechanism in Rock Joints**. *Int. Soc. Rock Mechanics Regional Symp. Rock Slopes*, Nova Deli, p. 337-385, 1992.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, I. **Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support**, *RockMech.*, 6, p. 183-236, 1974.

BHANDARI, S. **Engineering Rock Blasting Operations**. Jodhpur: Brookfield, 1997.

BIENIAWSKI, Z. T. **Geomechanics Classification of Rock Masses and its Application in Tunneling**, ISRM, Denver, USA, Vol. 2, p. 27-32, 1974.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classifications**. Nova Iorque: Wiley, 1989.

DEERE, D. U.; DEERE, D. W. **The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice**. *American Society for Testing and Materials*, Filadélfia, p. 91-101, 1988.

FOGELSON, D. I.; DUVALL, W. I.; ATCHISON, T. C. **Strain Energy in Explosion Generated Strain Pulses**. *Us Bureau of Mines*, p. 17, 1965.

GERALDI, J. L. **O ABC das Escavações de Rocha**. Rio de Janeiro: Interciência, 2011.

GUSTAFSSON, R. **Blasting Technique. Dynamite Nobel**. Viena, p.81-89, 1981.

HAGAN, T. N. **The Effect of Some Structural Properties of Rock on the Design and Results of Rock Blasting**. *Australian Conference of Geomechanics*, p. 205-213, 1980.

HOEK, E. **Big tunnels in bad rock, 2000 Terzaghi lecture**. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 726-740, Set. 2001.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering Rock Mechanics**. Oxford: Pergamon Press, 1997.

ISRM (*International Society for Rock Mechanics*), COMMISSION ON CLASSIFICATION OF ROCKS AND ROCK MASSES, **Basic Geotechnical Description of Rock Masses**, Vol. 18, p. 85-110, 1981.

JOHNSON, S. ***Fragmentation Analysis in the Dynamic Stress Wave Collision Regions in Bench Blasting***. Universidade de Kentucky, Kentucky, 2014.

LANGFORS, U.; KIHLLSTROM, B. ***The Moderns Techniques of Rock Blasting***. Nova Iorque: Wiley, 1963.

LIVINGSTON, C. W. ***Fundamental Concepts of Rock Failure. Symp. Rock Mechanics, School of Mines, Colorado, 1956.***

LUNARDI, P. ***Design Construction of Tunnels***. Milão: Springer, 2008.

MARTINHO, J. F. C. ***O uso de Explosivos na Escavação de Túneis: Implementação do Dimensionamento dos Diagramas de Fogo em Folhas de Cálculo***. Dissertação, Universidade do Porto, 2012.

MELLO, V. F.; CAMPANHÃ, C. A.; BOSCOV, P. ***Túneis em Terrenos Pouco Resistentes***. Manual Técnico, 1998.

MÜLLER, L. ***Removing Misconceptions on the New Austrian Method. Tunnels Tunneling***, Fev. 1978.

NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE (NGI). ***Using the Q-System-Rock Mass Classification and Support Design***. Oslo, Mai. 2015.

OLOFSSON, S. ***Applied Explosives Technology for Construction and Mining***. Ärla, Suécia: Nora Boktryckeri AB, 1990.

PÄLSTROM, A. ***Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). Tunnels and Underground Space Technology, Sandvija, Noruega, p. 362-377, 2005.***

PÄLSTROM, A. ***The Volumetric Joint Count - A Useful and Simple Measure of the Degree of Rock Jointing***, Proc. 4th Int. Congr., Int. Assoc. Eng. Geol., Dehli, Vol. 5, p. 221-228, 1982.

PERSON, P. A.; LUNDBORG, N.; JOHANSSON, C. H. ***The Basic Mechanism of Rock Blasting. International Society for Rock Mechanics, Belgrado, Vol III, p. 19-33, 1970.***

RESENDE, J. R. ***An Investigation of Stress Wave Propagation Through Rock Joints and Rock Masses***, Dissertação, Universidade do Porto, 2010.

SADWIN, L. D; DUVALL, W. I. ***A Comparison of Explosives by Cratering and Other Methods. American Institute of Mining Engineers, Vol. 32, p. 110, 1965.***

SALUJA, S. S. ***Study of Mechanism of Rock Failure under the Action of Explosives***, Dissertação, Universidade de Wiscosin, 1962.

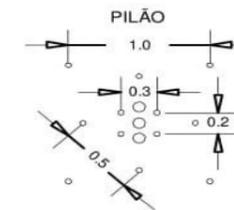
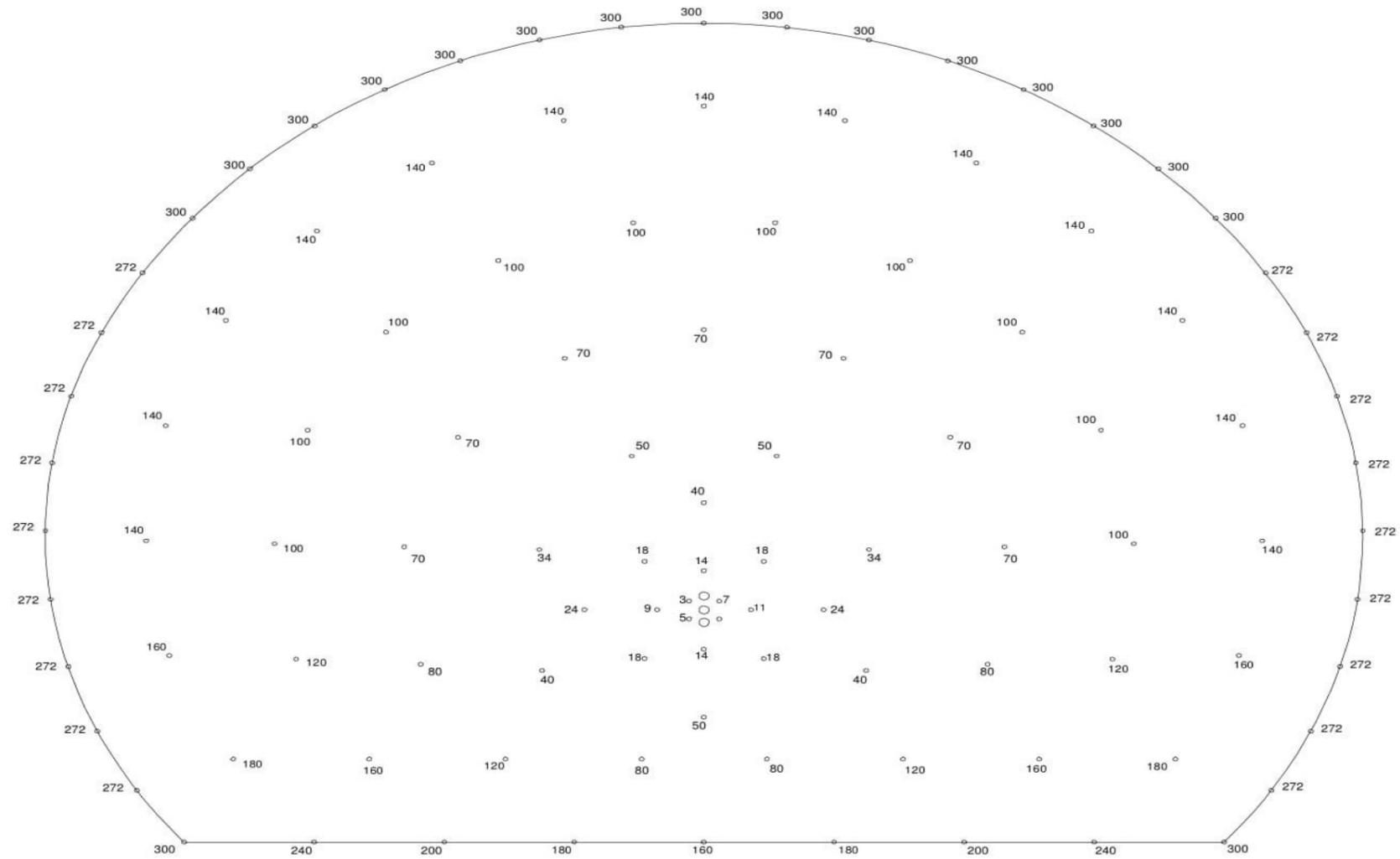
TERZAGHI, K. ***Rock defects and loads on tunnel supports In Rock tunneling with steel supports***. Youngstown, OH, p.17-99, 1946.

TORBICA, S. *Rock Breakage by Explosives*. **European International Journal of Science and Technology**, v.3, n. 2, p. 96-104, 2014.

WICKHAM, G. E.; TIEDEMANN, H. R.; SKINNER, E. H., (1972), **Support Determinations Based on Geologic Predictions**, Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf, AIME, Nova Iorque, p. 43-64, 1972.

WINZER, S. R.; RITTER A. P. *The Role of Stress Waves and Discontinuities in Rock Fragmentation: Study of Fragmentation in Limestone Blocks*. **US Symp. Rock Mechanics**, Missouri, p. 362-370, 1980.

## 6 ANEXO I



GERAL	
Área: ~109m <sup>2</sup>	Volume: ~284m <sup>3</sup>
Profundidade furos: ~2,6m	Furos alargados: 3
Densidade dos furos: 1,0 furos/m <sup>2</sup>	Diâmetro Alargados: 101 mm
Diâmetro dos furos: 51 mm	Carga específica média: ~1,05 kg/m
Total de furos: 109	Total explosivos: ~300kg

CONTORNO	
Diâmetro dos furos: 51 mm	Carga de fundo: ~0,367kg
Espaçamento: 0,80m	Carga de coluna: ~0,680kg
Burden: 1,0m	Carga total: ~1,04kg
Look out: 0,30m	Razão Acoplamento explosivo coluna: 0,38
Razão Esp./Burden: 0,80m	Configuração: Smooth Blasting

REV	MP	DATA	FOR	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES
EMISSÃO	B - PARA LIBERAÇÃO	B - PARA COTAÇÃO	E - PARA CONSTRUÇÃO	G - CONF. CONSTRUIDO
			F - CONF. CONFIRMADO	H - GOMELADO

		<b>OBRA CONTORNO CARAGUATUBA</b> <b>TÚNEL 102</b>	
<b>TÍTULO</b> Plano de fogo – Túnel 102 Norte, Direita – EST. 1230 + 19,00			
DISCIPLINA	ESCAVAÇÃO	PROJ.	DIEGO NUNES
GRUPO	PLANO DE FOGO	DES.	RAULO DIAS
VER.	00	VER.	DIEGO NUNES
			18/04/18
			18/04/18
			18/04/18