



# **CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS – ENSAIO DO ESCLERÓMETRO E POINT LOAD TEST**

**Iasmim Gonçalves da Silva**

Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e de Gestão para  
obtenção do Grau de Mestre em: Engenharia da Construção

Versão anterior à defesa pública e sem as recomendações de alteração do júri.

Orientada por:

**António Miguel Verdelho Paula**



**CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS  
ROCHOSOS – ENSAIO DO ESCLERÓMETRO E POINT LOAD  
TEST**

**Iasmim Gonçalves da Silva**

Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e de Gestão para  
obtenção do Grau de Mestre em: Engenharia da Construção

Versão anterior à defesa pública e sem as recomendações de alteração do júri.

**Relatório da UC de Projeto Estágio Profissional  
Mestrado em Engenharia da Construção  
Escola Superior de Tecnologia e Gestão**

Orientada por:

**António Miguel Verdelho Paula**



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar gostaria de agradecer a Deus, pela oportunidade de estudar em Portugal.

A meus pais, Iris e Silvaine, por me apoiarem em meus sonhos. Obrigada pelo apoio, carinho e paciência de vocês.

A meus irmãos, Igor e Lanna, que mesmo de longe estavam sempre a torcer pelo meu sucesso.

À minhas avós, Maria e Maria Creuza, pelas orações e apoio.

Aos amigos que me incentivaram a seguir em frente, Maria Cristina, Heuller Freitas, Gabriel Candatti, João Lucas, Marcelo Nunes, Vitor Destefano e Heloisa Soares.

Meus sinceros agradecimentos ao Instituto Politécnico de Bragança, por me abrir as portas de sua instituição me proporcionando uma das melhores experiências de minha vida.

Ao meu orientador, António Miguel Verdelho Paula, pelo seu esforço e paciência de me passar seu conhecimento.

## RESUMO

O presente trabalho tem por foco apresentar um estado de arte sobre a classificação geológica e geomecânica de maciços rochosos. Nesse sentido, serão expostos diferentes métodos que permitem caracterizar e classificar os maciços na pesquisa apresentada. Os métodos são: sistemas Rock Mass Rating (RMR), sistema Q e o sistema Geological Strength Index (GSI). A presente pesquisa também visa explicar os ensaios de uso concomitantes, os quais permitem a caracterização mecânica do maciço rochoso de uma visão distinta das anteriores. Apresentar-se alguns estudos realizados e descritos na bibliografia da especialidade. De entre os principais ensaios transpostos aqui para caracterização mecânica de maciços rochosos são apresentados o ensaio do Esclerómetro e o ensaio de Point Load Test. Estes equipamentos de ensaio foram recentemente adquiridos pela Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança com a finalidade de dar auxílio na caracterização dos maciços rochosos em relatórios geotécnicos solicitados ao laboratório de geotécnica por parte de prestação de serviços ao exterior. O ensaio do Esclerómetro trata de um ensaio não destrutivo do material a ser analisado, é um ensaio executado “*in situ*”, fácil e rápida execução, os resultados obtidos a partir do ensaio pode ser correlacionado com métodos empíricos para obter as propriedades mecânicas do maciço. O Point Load Test da qual sua execução se baseia em amostras do maciço ensaiada em laboratório e permite também a caracterização do maciço rochoso. Para estes dois tipos de ensaio serão apresentados os principais procedimentos de ensaio descritos nas normas de ensaio. Serão referidos exemplos de estudos anteriores da utilização destes ensaios na classificação e caracterização dos maciços rochosos. O objetivo da classificação de maciços rochosos é sempre sua utilização em aplicações prática, esse trabalho fornece ajuda para avaliar um maciço rochoso, quanto a condições geológicas. No decorrer do trabalho nota-se a importância das descontinuidades e como elas interferem na análise de classificação e caracterização. As vantagens da realização de ensaios para verificar a resistência à compressão uniaxial “*in situ*” ou em laboratório serão abordadas. O ensaio do Esclerómetro é mais rápido quando comparado com o Point Load Test, pois são ensaios não destrutivos e realizado no próprio maciço rochoso. O Point Load Test é um ensaio mais demorado, é necessário a extração das amostras e trata-se de um ensaio destrutivo. Apesar de suas diferenças notou-se eficácia em ambos os aparelhos.

## **ABSTRACT**

The present work focuses on presenting a state of the art on the geological and geomechanical classification of rocky massifs. In this sense, different methods will be exposed that allow characterizing and classifying the mass in the research presented. The methods are: Rock Mass Rating (RMR), Q system and geological strength index (GSI) system. This research also aims to explain the concomitant use tests, which allow the mechanical characterization of the rocky massif from a different view from the previous ones. To present some studies conducted and described in the bibliography of the specialty. Among the main tests transposed here for mechanical characterization of rock massifs are presented the sclemeter test and the Point Load Test test. These test equipment was recently acquired by the Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança in order to assist in the characterization of rock massifs in geotechnical reports requested from the geotechnical laboratory by the provision of services abroad. The Sclemeter test deals with a non-destructive test of the material to be analyzed, it is an in situ test, easy and quick execution, the results obtained from the assay can be correlated with empirical methods to obtain the mechanical properties of the massif. The Point Load Test from which its execution is based on samples of the massif tested in the laboratory and also allows the characterization of the rocky massif. For these two types of test, the main test procedures described in the test standards will be presented. Examples of previous studies of the use of these assays in the classification and characterization of rock massifs will be mentioned. The objective of the classification of rocky massifs is always their use in practical applications, this work provides help to evaluate a rocky massif, as to geological conditions. In the course of the work, the importance of discontinuities and how they interfere in the analysis of classification and characterization are noted. The advantages of performing tests to verify uniaxial compression resistance "in situ" or in the laboratory will be addressed. The Sclemeter test is faster when compared to the Point Load Test, as they are non-destructive tests and performed on the rock massif itself. The Point Load Test is a more time-consuming test, samples are needed and it is a destructive test. Despite their differences, efficacy was noted in both devices.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1. Enquadramento Do Trabalho.....	15
1.2. Objetivo da Dissertação .....	15
1.3. Estrutura Da Tese.....	16
2. CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS .....	17
2.1. Considerações Iniciais .....	17
2.2. Classificações Geológicas.....	20
2.3. Classificação Para Fins De Engenharia Civil .....	25
2.4. Classificações Geomecânicas .....	27
2.4.1. Sistema Rock Mass Rating (RMR) .....	28
2.4.2. Sistema Q .....	34
2.4.3. Sistema Geological Strength Index (GSI).....	42
2.5. Considerações Finais .....	45
3. PROSPEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS ..	47
3.1. Considerações Iniciais .....	47
3.2. Prospecção Geofísica .....	47
3.2.1. Método da Eletrorresistividade .....	48
3.2.2. Método do Radar .....	49
3.3. Prospecção Mecânica.....	50
3.3.1. Sondagens.....	50
3.3.2. Poços .....	53
3.3.3. Galerias.....	54
3.3.4. Valas e Trincheiras.....	55
3.4. Colheita De Amostra .....	56
3.5. Ensaios de Caracterização Mecânica .....	59
3.6. Considerações Finais .....	65

4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MACIÇOS ROCHOSOS	67
4.1. Considerações Iniciais .....	67
4.2. Ensaio do Esclerómetro .....	67
4.2.1. Características do Esclerómetro Tipo L e N .....	68
4.2.2. Normas .....	68
4.2.3. Principais Procedimentos .....	70
4.2.4. Vantagens e Desvantagens .....	71
4.2.5. Exemplos .....	71
4.3. Ensaio do Point Load Test .....	78
4.3.1. Normas .....	79
4.3.2. Principais Procedimentos .....	81
4.3.3. Exemplos .....	82
4.4. Considerações Finais .....	96
5. CONCLUSÕES .....	97
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	98

## TABELA

Tabela 1 – Graus de alterações de maciços rochosos [4] .....	21
Tabela 2 – Graus de fraturação de maciços rochosos – ISRM [4] .....	22
Tabela 3 – Classificação da qualidade dos maciços rochosos [4] .....	22
Tabela 4 – Valores da espessura das camadas [4] .....	24
Tabela 5 – Resistência a compressão simples [4] .....	24
Tabela 6 – Ângulo de atrito das fraturas [4] .....	25
Tabela 7 – Classificação da qualidade dos maciços rochosos baseada nos valores do quociente $V_{P,m}$ e $V_{P,l}$ [4] .....	26
Tabela 8 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 1 [5] .....	31
Tabela 9 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 2 [5] .....	31
Tabela 10 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 3 [5] ..	32
Tabela 11 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 4 [5] ....	32
Tabela 12 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 5 [5] .....	33
Tabela 13 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 6 [5] .....	33
Tabela 14 – RQD – Designação da qualidade da rocha [4] .....	35
Tabela 15 – $J_n$ – Índice das famílias de juntas [4] .....	36
Tabela 16 – $J_r$ – Índice de rugosidade das juntas [4] .....	36
Tabela 17 – $J_a$ – Grau de alteração das descontinuidades [4] .....	37
Tabela 18 – $J_w$ – Índice das condições hidrogeológicas [4] .....	37
Tabela 19 – SRF – Fator de redução de tensões [4] .....	38
Tabela 20 – Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas (Q) [4] .....	39
.....	
Tabela 21 – Estimativa dos valores do parâmetro $m_i$ [6] .....	43
Tabela 22 – Classificação dos Maciços Rochosos segundo Hoek [6] .....	45
Tabela 23 – Classes dos maciços rochosos determinados a partir de GSI [6] .	45
Tabela 24 – Diâmetros da cora do amostrador [8] .....	53
Tabela 25 - Valor da densidade da mina N4 [17] .....	75
Tabela 26 – Resultados de UCS e a média do ricochete do Esclerómetro [17]	76
Tabela 27 – Resultados de R do Esclerómetro [22] .....	77
Tabela 28 - Correlação da equação proposta entre o valor de recuperação do Esclerómetro e a resistência à compressão uniaxial [22] .....	77
Tabela 29 – Resultado da resistência à compressão axial para as amostras de mármore Goharel [19]. .....	83

Tabela 30 – Resultado da resistência à compressão axial para as amostras de mármore Sirjan [19].....	83
Tabela 31 - Resultado da resistência à compressão axial para as amostras de concreto [19].....	84
Tabela 32 - Ângulo ( $\beta$ ) entre planos de fraqueza e direção de carregamento e ponto correspondente força de carga Is (50) de espécimes de xisto [20] .....	87
Tabela 33 - Ângulo ( $\beta$ ) entre planos de fraqueza e direção de carregamento e ponto correspondente força de carga Is (50) e UCS de espécimes de xisto equivalentes [20] .....	88
Tabela 34 – Parâmetros de interbeds e trona [23] .....	90
Tabela 35 - Os resultados de ambas as modelagens.....	95

## FIGURA

Figura 1– Exemplo de cálculo de RQD [4].....	23
Figura 2 – Esquema do somatório dos Pesos para obtenção do RMR [5][7]...	30
Figura 3 – Estimativa do modulo de elasticidade [5][7] .....	30
Figura 4 – Representação gráfica da obtenção do valor de Q e $Q_{tbm}$ . [7].....	34
Figura 5 – Classes de suporte definidas para o sistema Q (Grimstad e Barton, em 1993) [4] .....	39
Figura 6 – Correlações entre os índices RMR e Q [4] .....	40
Figura 7 – Relação entre $Q_c$ com a velocidade das ondas sísmicas P e o modulo de deformabilidade do maciço rochoso [7] .....	41
Figura 8 – Condução da eletricidade em rochas [26].....	48
Figura 9 – Eletrodos de corrente A e B, eletrodos de potencial M e N [26]....	49
Figura 10 – Imagem gerada a partir de ondas eletromagnéticas [25] .....	49
Figura 11 – Trado mecânico [8].....	51
Figura 12 – Tradados manuais [8] .....	51
Figura 13 – Aparelho para sondagem de percussão SPT .....	52
Figura 14 – Poços de prospecção em formato circular .....	54
Figura 15 - Galeria prospecção [8].....	55
Figura 16 – Vala ou trincheira.....	56
Figura 17 – Amostrador de paredes finas do tipo Osterberg.....	57
Figura 18 – Amostrador do tipo Pitcher [8] .....	58
Figura 19 – Amostrador do tipo Denisson .....	58
Figura 20 – Ensaio de Lugeon e obturador simples [9] .....	60
Figura 21 - Esquema para ensaio de placa com carga[9] .....	61
Figura 22 - Dilatómetro BHD desenvolvido pelo LNEC [9] .....	62
Figura 23 – Esquema do ensaio de deslizamento, a1) vista em corte; a2) vista em planta [9].....	63
Figura 24 - a) SFJ com diversas dimensões; b) Esquema com roseta de rasgos e pontos de medição [9].....	64
Figura 25 - Defórmetro tridimensional (STT) [9] .....	65
Figura 26 – Esclerómetro tipo L.....	68
Figura 27 – Ábaco de correlação para Esclerómetro [11].....	69
Figura 28 - a) Energia liberada para o impacto. b) Energia liberada após impacto [17] .....	70

Figura 29 - Relações empíricas entre os valores de rebote do martelo e o módulo de Young medido [15].....	72
Figura 30 - Relações empíricas entre os valores de rebote do martelo e a resistência à compressão uniaxial medida [15] .....	73
Figura 31 - Relações empíricas entre os valores de rebote do martelo e a densidade seca medida [15].....	73
Figura 32 – Ábaco de Miller [17].....	75
Figura 33 – Valor de R por liotipo .....	76
Figura 34 – Point Load Test [6] .....	78
Figura 35 – Esquema do Point Load Test .....	79
Figura 36 – Marcação da amostra .....	80
Figura 37 – Sistema de confinamento axial [19].....	82
Figura 38 – Resultados das amostras [19].....	84
Figura 39 - Variação da resistência com a tensão axial [19].....	85
Figura 40 – Resultados da variação da resistência com a razão de tensão axial com a resistência à compressão axial UCS [19].....	85
Figura 41 - Variação da razão de $I_s$ (50) para UCS com a razão de tensão axial para UCS [19].....	86
Figura 42 – Resultados da resistência a carga pontual $I_s$ (50) [20].....	87
Figura 43 – Amostras de cistos com falhas[20] .....	88
Figura 44 - Testes de resistência à compressão uniaxial e de carga pontual [23] .....	89
Figura 45 - Geometria típica do modelo em PFC para teste UCS [23].....	90
Figura 46 - Numericamente modelado intercalado e trona, respectivamente [23] .....	91
Figura 47 - Modelo PFC de um espécime trona e fraturas desenvolvido [23].	91
Figura 48 - Curvas de tensão-deformação de teste de laboratório vs. teste modelado para um espécime trona .....	92
Figura 49 – Geometria do modelo numérico para o teste de carga pontual [23] .....	92
Figura 50 - Modelo carga pontual calibrado com resistência à compressão uniaxial para um espécime trona e curva de carga de falha [23].....	93
Figura 51 - Modelo calibrado em campo PL para um espécime trona [23].....	93



## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. Enquadramento Do Trabalho**

Na realização de estruturas e construções civis em maciços rochosos, é necessário conhecer o seu comportamento mecânico, já que os maciços rochosos são definidos por uma agregação não homogênea de matérias que pode ser composta por fragmentos e diferentes dimensões de blocos e formas.

Decorrente a tal ação, é comum encontrar uma grande diversidade de propriedades em relação à rocha intacta e às discontinuidades. No decorrer do tempo surgiram métodos de classificação de maciços rochosos, que consiste na caracterização a partir de parâmetros pré-estabelecidos e a classificação final depende do objetivo para o qual se pretende usar a classificação. Por exemplo, quando pretende-se realizar escavações em rochas, a classificação é utilizada para obter os parâmetros necessários a fim de analisar o comportamento mecânico do maciço para estas condições.

Na prática, a realização de projetos de escavações em rocha – seja ela a céu aberto ou escavações subterrâneas – a classificação dos maciços rochosos, com base em diversos métodos e ensaios, não era considerado relevante.

Entretanto, notou-se uma necessidade de classificação, surgindo não somente os métodos referidos, mas estabelecendo outros métodos e tipos de ensaios.

Outrora os maciços rochosos eram classificados através de mapas geológicos. No entanto, esta forma de classificação era resumida apenas a descrições litológicas. Mesmo com o avanço de estudos na mecânica dos maciços rochosos, as informações ainda são limitadas.

É nesse ponto que o presente trabalho incide. Assim o trabalho contém informações sobre classificação geológica e geomecânica dos maciços rochosos que, anteriormente não eram necessários, mas graças à sua necessidade foram sucedendo-se. Com o passar dos anos, os métodos foram relevantes para a ação com medida, bem como os sistemas e ensaios necessários para obter a informação necessária para a caracterização deste tipo de maciços.

### **1.2. Objetivo da Dissertação**

O objetivo central desta é apresentar os diferentes sistemas de classificação geológica e geomecânica. Posteriormente serão descritos alguns ensaios, além da

comparação de alguns métodos da análise de resistência do material rochoso com foco nos ensaios do martelo de schmidt e ensaio de carga pontual (Point Load Test).

Apresentar-se-á estudos relevantes realizados por outros autores e também são apresentados os sistemas empíricos para classificação geomecânica de materiais rochosos.

A priori seriam realizados ensaios de caracterização mecânica com o martelo de schmidt e ensaio de carga pontual, em maciços rochosos mais comuns na região de Trás-os-Montes e Alto Douro e em seguida analisar os resultados obtidos de acordo com as normas ASTM D5873 e ASTM D5731.

Entretanto devido a situação de contingência, motivado pela pandemia COVID-19, não foi possível concretizar o objetivo inicial e o plano de trabalhos foi alterado. Nesse ponto, a presente dissertação apresenta resultados e análise detalhada de estudos realizados por outros autores relativamente aos dois tipos de ensaios referidos anteriormente.

### **1.3. Estrutura Da Tese**

A dissertação é dividida em cinco partes, incluindo a presente introdução onde apresenta-se o enquadramento e objetivo desta. Neste aspecto, a seguir tem-se um recorte acerca da descrição dos temas abordados a cada capítulo:

Capítulo 2: está exposto uma abrangente descrição sobre classificação dos maciços rochosos, onde serão descritas as classificações geológicas, as classificações geomecânicas e os procedimentos utilizados tais classificações e ainda a relevância da classificação dos maciços rochosos para a Engenharia Civil.

Capítulo 3: neste será abordado especificamente os tipos de prospecção geotécnicas com foco nas prospecções mecânicas em maciços rochosos, as colheitas de amostras, os ensaios que são realizados dentro da prospecção mecânica e os ensaios para caracterização do maciço rochoso; o Esclerómetro e o Point Load Test.

Capítulo 4: neste capítulo estão apresentados estudos e análises realizados em maciços rochosos com os dois equipamentos de ensaios, para tal realizaram-se pesquisas bibliográficas as quais, alicerçam toda a discussão desta pesquisa.

Capítulo 5: apresenta-se as conclusões obtidas e são apresentados os trabalhos futuros a desenvolver.

## 2. CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

### 2.1. Considerações Iniciais

A Geologia de Engenharia é de suma importância, pois visa analisar a aplicabilidade da geologia em obras de construção civil tal como seu impacto para o meio ambiente. O seu estudo detém um elevado grau de relevância pois na *Comissão Internacional das Grandes Barragens, 1973*, mostrou que 30% dos acidentes com barragens ocorreram por falta de estudos Geológicos e Geotécnicos [1][6].

Nesse ponto, há uma necessidade de incluir um estudo rigoroso das estruturas geológicas de um maciço rochoso. Estudar tais propriedades requer um laboratório equipado e um campo para realização de ensaios de caracterização mecânica maciços rochosos (mencionados no capítulo 3) [1][6].

Os Maciços Rochosos estão sempre em processo de transformação, tendo várias metamorfoses inúmeras vezes, transformando-se de um tipo de rocha para outro. Há três grandes famílias de rochas mais conhecidos como: ígneas, sedimentares e metamórficas [1][6].

As rochas ígneas são formadas quando o magma – em estado líquido – arrefece e solidifica, é um processo que pode ocorrer a 200 km abaixo da superfície da terra ou quando o magma é liberado através erupção vulcânica. O processo que ocorre muito abaixo da superfície e mais demorada é o processo de cristalização. Estas são classificadas a partir de suas texturas e composição mineral [1][6].

Rochas sedimentares são formadas a partir das rochas ígneas, uma vez que esta começa um processo de desagregação e decomposição que são transportados, formando sedimentos, os quais, após a compactação – devido as camadas superiores – sofrem um processo de litificação e cimentação. Estas podem ser classificadas entre detríticas ou rochas sedimentares químicas [1][6].

As rochas metamórficas podem ser originadas a partir das rochas sedimentares, ígnea ou mesmo as metamórficas. O processo de formação da rocha metamórfica acontece após as rochas que a originam (sedimentares, ígneas) sofrerem alterações devido a altas temperaturas e grandes pressões. Se as rochas metamórficas forem submetidas a temperatura maior do que a temperatura em que lhe deu origem, então estas se transformam novamente em magma [1][2].

Com tantas diversidades de maciço rochoso é possível fazer a caracterização e classificação dos maciços rochosos, diferente dos maciços terrosos. Não há uma classificação universal para os maciços rochosos, já que existem dois grupos que se preocupam em estabelecer critérios de classificação que possa ser reconhecido internacionalmente. Estes grupos são a ISRM (Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas) e a IAEG (Associação Internacional de Geologia de Engenharia) [1][2].

A caracterização do maciço baseia-se em estudar o comportamento do maciço Rochoso antes da execução das obras. Já a classificação do maciço trata-se de agrupar diferentes características, como a qualidade do maciço, classificação litológica, espessuras das camadas e outros [1][2].

Contudo, quando se infere a necessidade de classificar os maciços rochosos no âmbito da Engenharia Civil, é fundamental conhecer suas características mecânicas de deformabilidades, resistência ao corte, permeabilidade (quando se trata de obras hidráulicas), o estado de tensão “*in situ*” e ainda da matriz da rocha e sua descontinuidade. Este assunto será abordado no capítulo 2.2 [1][2][6].

A presença de descontinuidade, interfere de forma significativa no âmbito de classificar o maciço rochoso, pois a estabilidade, deformabilidade e resistência Mecânica dependem diretamente da descontinuidade [1][2].

O termo descontinuidade é dado a quaisquer fisionomias geológicas que contém uma quebra mecânica ou falha, isto é, quando um Maciço Rochoso sofre qualquer tipo de separação em sua estrutura física, sendo: sedimentar (superfícies de estratificação ou de laminação), diagenética (estruturas filoneanas) ou tectónica (diaclasses e falhas) [1][2].

Estas são de extrema relevância pois, quando um maciço rochoso é exposto a qualquer tipo de seção, esta ação influenciaria diretamente nas propriedades geomecânicas e são totalmente responsáveis pela estabilidade, já que podem interferir em alguns comportamentos do maciço (deformabilidade, permeabilidade e resistência ao corte), os quais seriam demasiadamente distintos de seu estado inicial [1][2].

Um claro exemplo de sua relevância, são nas fundações realizadas em qualquer maciço rochoso, pois sua estabilidade está ligada as propriedades das descontinuidades. A análise da estabilidade das fundações requer cuidados, porque necessita-se deter conhecimento da informação fundamentada de dois tipos de características das descontinuidades: orientação e dimensões das descontinuidades. Estas determinam a forma e tamanho dos blocos e a direção em que o bloco pode deslizar. Suas características

são a resistência ao deslizamento das discontinuidades, as quais determinam a resistência ao escorregamento dos blocos adjacentes [3][6].

Além das características citadas há outras características importantes das fissuras presentes no maciço rochoso, estas implicam no comportamento geotécnico, sendo: o espaçamento, a persistência, a rugosidade, o enchimento, abertura e percolação [3].

Todas estas implicam em uma modificação do comportamento mecânico do maciço. Termos como falhas, diaclases, estratificação, xistosidade, fissuras, entre outros, são facilmente substituídos por discontinuidade, já que se tratam de termos aplicados para todas as superfícies estruturais de um maciço rochoso [3][6].

A Caracterização mecânica das discontinuidades é efetuada com base em ensaios de deslizamento, triaxiais, de corte e de torção (Goodam, 1989; Dandis, 1990); As Descontinuidades são Planares e Lineares e podem ser agrupadas da seguinte forma:

- Descontinuidade Planares Sistemáticas (quando aparecem em família): Planos de Estratificação, Planos de Laminação, Planos de Xistosidade, Diaclases e Fissuras [6].
- Descontinuidade Planares Singulares (quando aparece um único plano que atravessa no maciço): Falhas, Filões e Discordâncias [6].
- Descontinuidade Lineares Planares: interseção de Descontinuidades Planares e Lineações [6].
- Descontinuidade Lineares Singulares: Eixos de Dobras [6].

Quanto à classificação geomecânica pode-se dizer que se veem-se desenvolvendo há mais de 100 anos, quando Ritter (1879) tentou abordar de forma empírica a projeção de um túnel. Logo sabe-se que a maioria das classificações geomecânicas existentes foi desenvolvida para apoio a obras de engenharia civil [3][6].

Atualmente, há abundantes sistemas empíricos de classificação e caracterização de um dado maciço rochoso. Existem métodos de ensaios realizados “*in situ*” e laboratorial, afim de analisar a estabilidade de um maciço rochoso, pois estes podem estar expostos a diversas solicitações que o afetam. Assim o principal objetivo quando se trata de classificação geomecânica é avaliar a qualidade e sistematizar o grupo de elementos geotécnicos que importa para caracterizar o maciço rochoso [3][6].

Qualidades estas que podem ter diferentes graus, pois depende das propriedades da matriz rochosa e das discontinuidades. Os ensaios podem ser realizados através de metodologias empíricas (são consideradas empíricas pois uma classificação exige que os dados sejam simplificados e interpretados) como os sistema RMR (Bieniawski, 1989), Q

(Barton e tal, 1974) e GSI (Hoek-Brown, 2002). Todos esses três sistemas mencionados são de fácil aplicação, sistemas estes que serão mencionados neste capítulo, no ponto 2.4.

## **2.2. Classificações Geológicas**

Atualmente o uso da classificação geológica tornou-se essencial devido a suas informações, pois a mesma define, por exemplo, se um maciço rochoso é constituído por algum tipo de Rocha Solúvel, como o Calcário. Em obras de engenharia civil tal conhecimento passa a ser importante, já que há possibilidade de ocorrer fenômenos de Dissolução [1][2].

Situações como essas podem estar associadas a formação de vazios no Maciço Rochoso podendo dar origem ao fenômeno de Subsidência e de Colapsos nas superfícies dos terrenos ou ainda causar algum problema hidráulico devido a permeabilidade [4].

Como os sistemas de classificação geológica tem como um dos objetivos a caracterização da estabilidade dos Maciços Rochosos e, sabendo que alguns fatores como o Estado de Alteração do Material ou o estado de Fraturação, contribuem na variação das características do Maciço, é inviável dizer apenas que um Maciço é Xistoso, Granítico ou Basáltico [1].

Assim para propiciar a classificação dos Maciços faz-se a Designação Litológica das Formações, a descrição da qualidade do material que o compõe em relação ao seu estado de alteração e de fraturação. Porém apesar de informativa as definições impostas anteriormente, podem ser subjetivas já que são informações baseadas na opinião do profissional que a classifica [1].

Dessa forma é preciso um acompanhamento mais específico para classificar um material. Os métodos utilizados podem ser tanto a ‘classificação tendo em consideração o estado de alteração das Rochas e a Estrutura Geológica de Maciços Rochosos’, e a ‘Descrição Geotécnica Básica’ [1][4].

O Estado de Alteração e de Fraturação de um maciço rochoso alteram diretamente as características de qualidade desse maciço. O estado de alteração é descrito através de métodos expeditos de observação, ou seja, com um martelo observa-se se o material rochoso tem maior ou menos facilidade em se partir, além de observar sua coloração e brilho já que estes são responsáveis por mostrar as possíveis alterações de minerais. Geralmente considera-se cinco graus de alteração dos maciços rochosos, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Graus de alterações de maciços rochosos [4]

<b>Símbolos</b>	<b>Designações</b>	<b>Características</b>
<b>W1</b>	são	sem quaisquer sinais de alteração
<b>W2</b>	pouco alterado	sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
<b>W3</b>	medianamente alterado	alteração visível em todo o maciço rochoso mas a rocha não é friável
<b>W4</b>	muito alterado	alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
<b>W5</b>	decomposto saibro	o maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo

Porém o número de graus considerados, diversifica com o tipo de problema. Um indicador bastante utilizado para obter a informação sobre o estado de alteração das rochas é o da percentagem de recuperação resultante das operações de furação e prospecção. É possível obter esta percentagem multiplicando por 100 o quociente entre a soma dos comprimentos de todos os tarolos e o comprimentos do trecho furado [1][4].

É importante ressaltar que não se considera de início que um maciço rochoso tem qualidade quando se obtém valores de graus de alteração acima de 80% ou de má qualidade quando obtém-se valores abaixo de 50%, pois o valor pode ser alterado devido à alguns fatores como o equipamento de furação utilizado, devido a competência do operador ou por particularidades litológicas [4].

O estado de fraturação de um maciço rochoso possui diversos critérios semelhantes entre si capaz de caracterizar o espaçamento entre diaclases. Ao todo há 5 classes conforme o espaçamento entre diaclases, sendo elas designadas de: muito próximas, próximas, medianamente afastadas, afastadas e muito afastadas [4].

A tabela 2 apresenta a classificação de acordo com a ISRM. O grau de Fraturação de um Maciço também pode ser avaliada por meio da contagem do número de Diaclases por metro, porém apesar de haver uma relação entre este índice e os valores anteriores, os resultados apresentados só serão aceitos caso o Afastamento entre Descontinuidades for idêntico [4].

Tabela 2 – Graus de fraturação de maciços rochosos – ISRM [4]

<b>Símbolos</b>	<b>Intervalo entre fraturas (cm)</b>	<b>Designação</b>
<b>F1</b>	> 200	muito afastadas
<b>F2</b>	60 - 200	afastadas
<b>F3</b>	20 - 60	medianamente afastadas
<b>F4</b>	6 - 20	próximas
<b>F5</b>	< 6	muito próximas

Deere (1967) desenvolveu um sistema de classificação, relacionado com os estados de alteração e de fraturação, da qual chamou de Rock Quality Designation (RQD). O índice RQD é obtido através dos resultados de sondagens que foram realizadas com recuperação contínua de amostra, basicamente indica a qualidade dos maciços rochosos [2][4].

Este índice apresenta-se em percentagem e é definida pelo quociente entre o somatório das amostras com comprimento superior a 10 centímetros e comprimento total furado em cada manobra. Com isso Deere (1967) apresentou uma tabela que classifica a qualidade dos maciços rochosos, tabela 3. A figura 1 apresenta um exemplo de como é feito o cálculo do RQD.

Tabela 3– Classificação da qualidade dos maciços rochosos [4]

<b>RQD</b>	<b>Qualidade do Maciço Rochoso</b>
0 - 25%	muito fraco
25 - 50%	fraco
50 - 75%	razoável
75 - 90%	bom
90 - 100%	excelente

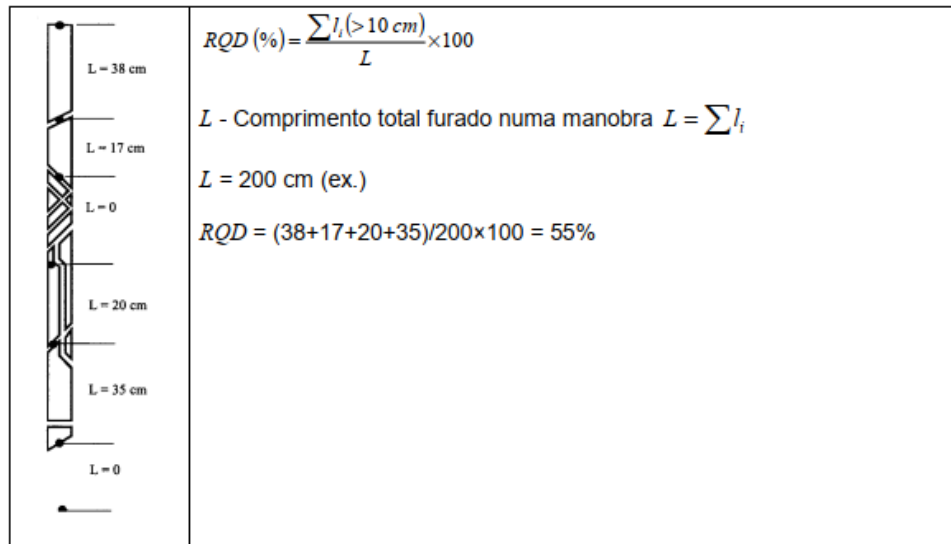


Figura 1– Exemplo de cálculo de RQD [4]

Para classificação dos maciços rochosos pode-se utilizar um método classificativo conhecido por Basic Geotechnical Description (BGD), o qual possui aplicações diretas aos domínios de engenharia civil. A comissão ISRM propôs que o mesmo funciona como um código de linguagem que permita a descrição Maciços Rochosos e que tenha especial referência a seu comportamento mecânico, de forma que não seja duvidosa, isto é, independente de quem observa um dado Maciços Rochosos precisa apresentar a mesma classificação.

Este tipo de classificação deve obter o máximo de informação quantitativa para que seja possível conter resolução de problemas práticos e ser baseada em medições tanto quanto possível simples ao invés de ser apenas observação direta dos maciços rochosos ou de tarolos de sondagem que neles são realizados.

Esse tipo de sistema classificativo considera que deve ser incluído parâmetros na ‘descrição básica’: caracterização geológica, duas características estruturais dos maciços rochosos (sendo eles a espessura de camadas e o espaçamento entre fraturas) e duas características mecânicas sendo elas a compressão simples do material rocha e o ângulo de atrito das discontinuidades.

Apenas após identificar as zonas que possui uma certa uniformidade de propriedades é que se deve fazer a aplicação da ‘descrição básica’. Essa identificação de zonas pode ser feita a partir das variações de litologia e do estado de alteração e grau de Fraturação [4].

Para realizar a caracterização geológica recomenda-se efetuar a referência à classificação litológica e petrográfica, composição mineralógica, textura e cor; enquanto ao grau de alteração das rochas, a natureza das descontinuidades e das estruturas geológicas, sendo elas dobras, falhas entre outros, dos maciços rochosos.

A comissão da ISRM sugestionou que os valores adotados fossem idênticos para os limites de várias classes, no que diz respeito às características estruturais, espaçamento das descontinuidades e a espessura das camadas. Os valores das classes dos espaçamentos das fraturas e os valores das espessuras das camadas estão apresentados neste tópico nas tabelas 2 e 4, respectivamente.

As tabelas 5 e 6 apresentam as classificações da resistência à compressão simples e ao ângulo de atrito das descontinuidades.

Tabela 4 – Valores da espessura das camadas [4]

<b>Símbolos</b>	<b>Intervalo entre fraturas (cm)</b>	<b>Designação</b>
<b>L1</b>	> 200	muito espessa
<b>L2</b>	60 - 200	espessas
<b>L3</b>	20 - 60	espessura mediana
<b>L4</b>	6 - 20	delgadas
<b>L5</b>	< 6	muito delgadas

Tabela 5 – Resistência a compressão simples [4]

<b>Símbolos</b>	<b>Resistencia à compressão simples (MPa)</b>	<b>Designação</b>
<b>S1</b>	> 200	muito elevada
<b>S2</b>	60 - 200	elevada
<b>S3</b>	20 - 60	média
<b>S4</b>	6 - 20	baixa
<b>S5</b>	< 6	muito baixa

Tabela 6 – Ângulo de atrito das fraturas [4]

<b>Símbolos</b>	<b>Ângulo de atrito</b>	<b>Designação</b>
<b>A1</b>	> 45°	muito elevado
<b>A2</b>	35° - 45°	elevado
<b>A3</b>	25° - 35°	médio
<b>A4</b>	15° - 25°	baixo
<b>A5</b>	< 15°	muito baixo

### 2.3. Classificação Para Fins De Engenharia Civil

Como conhecimento popular, as estruturas e obras de engenharia civil usam cada vez mais diversos tipos de terrenos, é cada vez mais necessário o uso de terrenos de pior qualidade. Logo torna-se cada vez mais importante o estudo e reconhecimento geológico e geotécnica do maciço de fundação, seja rochoso ou terroso [6].

Os ensaios físicos de caracterização ganham destaque quando pretende-se perceber melhor o comportamento destes maciços para melhor atender as expectativas das construções civis. Apesar de não existir sistemas de classificação generalizados para maciços rochosos, é comum fazer uso de critérios de classificação do mesmo já que baseia-se nos parâmetros de comportamento mecânico: o módulo de elasticidade; resistência a compressão simples; e velocidade de propagação das ondas ultrassônicas [4].

Além de serem parâmetros que são facilmente encontrados por meio de ensaios, também são capazes de caracterizar o comportamento mecânico da rocha. as fraturas ou descontinuidades afetam os valores obtidos “*in situ*” da velocidade de propagação das ondas nos maciços rochosos, assim utiliza-se como critério de classificação os valores medidos em campo e no laboratório [4].

O efeito de fraturação não pode ser caracterizado com base na avaliação da qualidade feita a partir do critério de velocidade de propagação das ondas, pois pode ocorrer de se obter valores iguais de velocidades em dois maciços distintos, já que a pior qualidade de uma rocha pode ser compensada pela presença de uma grande quantidade de descontinuidade na outra rocha [4].

Ao se comparar as velocidades de Propagação das Ondas no Maciço ( $V_{P,m}$ ) com os Valores da Velocidade de Propagação de Rochas Idênticas obtidos em laboratórios através de provete de mesma rocha ( $V_{P,l}$ ), passa a ser possível obter uma avaliação para o efeito das descontinuidades no comportamento do maciço [4].

Vale ressaltar que se o meio do maciço for isotrópico e não houver descontinuidade o valor do quociente segue igual a unidade; o valor só mudara quando houver presença de descontinuidades, devido ao atraso que elas acarretam na propagação de ondas longitudinais [4].

Com os valores do quociente  $V_{P,m}/V_{P,l}$  e com os valores da relação entre os módulos de elasticidade dinâmicos obtidos “*in situ*” e em laboratório ( $E_{d,m}/E_{d,l}$ ), apresenta-se a classificação da qualidade dos maciços rochosos em relação a RQD presentes na tabela 7 [4].

Tabela 7 – Classificação da qualidade dos maciços rochosos baseada nos valores do quociente  $V_{P,m}$  e  $V_{P,l}$  [4]

<b>Qualidade do Maciço Rochoso</b>	<b><math>V_{p,m} / V_{p,l}</math></b>	<b><math>E_{d,m} / E_{d,l}</math></b>	<b>Frêquencia das fraturas</b>	<b>RQD</b>
muito fraca	< 0,4	< 0,2	> 15	0 - 25%
fraca	0,4 - 0,6	0,2 - 0,4	15 - 8	25 - 50%
razoável	0,6 - 0,8	0,4 - 0,6	8 - 5	50 - 75%
boa	0,8 - 0,9	0,6 - 0,8	5 - 1	75 - 90%
excelente	0,9 - 1,0	0,8 - 1,0	< 1	90 - 100%

É possível obter algumas informações relacionada à qualidade do maciço rochoso através da prospecção sísmica, para isso deve ser realizado “*in situ*” através da velocidade de propagação das ondas. Se as ondas forem rapidamente amortecidas considera-se uma rocha de boa qualidade, em contra partida se a rocha leva algum tempo para amortecer as propagações das ondas considera-se de má qualidade, porém essa regra só vale se o maciço rochoso for isotrópico [4].

## 2.4. Classificações Geomecânicas

Para estudar um maciço rochoso, é irrefutável fazer uma classificação geomecânica preliminar da mesma, pois ao fazê-lo, torna-se possível identificar os possíveis problemas a apresentar logo na etapa de construção. Posteriormente faz-se ensaios laboratoriais em amostras colhidas em sondagens *'in situ'* a fim de obter parâmetros, essencialmente os parâmetros relacionados com o comportamento mecânico do maciço rochoso.

Assim, torna-se claro que a determinação da resistência mecânica de um maciço rochoso é um dos principais parâmetros a ser determinado. Os resultados obtidos após a determinação dos parâmetros e características são apresentados da seguinte forma:

- Grau de Resistência (que é determinado mediante ao ensaio do *Point Load Test*, ensaio este que proporciona o índice de resistência a carga pontual,  $I_s$ );
- Grau de Alteração (a determinação desse parâmetro é difícil, e por esse motivo sua determinação é limitada a uma avaliação macroscópica das características das rochas, como a cor, brilho e etc);
- Grau de Consistência (determinação relativamente simples, pois trata de uma apreciação tátil-visual com auxílio de um martelo geológico, canivete, ou mesmo a unha da pessoa a realizar sua determinação, normalmente utilizado em rochas sedimentares); e
- Grau de Fraturação (contagem de fraturas, geralmente, por metro, ao longo de uma direção) [6].

A priori a classificação geomecânica tem como objetivo fazer a caracterização do maciço rochoso, ou seja, identifica os parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos do maciço rochoso a analisar e estabelecer uma classificação, isto é, atribuir de diferentes pesos aos parâmetros geológicos-geotécnicos [6].

As características consideradas em função das classificações são: resistência do material rochoso; índice RQD; espaçamento das discontinuidades; atitude das discontinuidades; estrutura geológica e galha; infiltração e presença de água; e estado de tensão [6].

Segundo Bieniawski as classificações geomecânicas podem ainda ser agrupadas em: descritivas (são os aspectos descritivos do maciço); numéricas (parâmetros que possuem pesos distintos conforme suas características geotécnicas); comportamentais (associadas ao comportamento); gerais e funcionais [6].

Sabe-se que atualmente existem alguns métodos que auxiliam na classificação geomecânica de um maciço rochoso, esta pode ser feita com ensaios “*in situ*” ou laboratorial sobre amostras colhidas *in situ*. É preciso conhecer algumas propriedades da rocha, a deformabilidade e a resistência da mesma [6].

Nos ensaios “*in situ*” a deformabilidade é determinada através da aplicação de uma carga sobre o maciço rochoso e assim medindo a sua deformação, já para determinar a resistência faz-se ensaios de corte ou deslizamento [6].

Os métodos empíricos mais usados para a classificação dos maciços rochosos são: sistema Rock Mass Rating – RMR, sistema Rock Tunnelling Quality Index – Q e sistema Geological Strength Index – GSI. Esses possuem uma base de dados alargada e bem estudada, além de serem de fácil aplicação o que torna uma vantagem. É imprescindível salientar que a classificação geomecânica é influenciada pela quantidade de ensaios realizados no maciço rochoso.

Além desses ensaios supracitados, há outros como: Rock Load Mass Classification System (Terzaghi, 1946); Rock Quality Designation Index – RQD (Deere, 1967); Rock Structure Rating – RSR (Wickham, 1972); Basic Geotechnical Description of Rock Masses – BGD (da ISRM, 1981) e Slope Mass Rating – SMR (Romana, 1985) [6].

No geral, as classificações geomecânicas tem como principal objetivo definir a qualidade, a resistência e quantificar os parâmetros geotécnicos de um dado maciço rochoso. Com isso torna-se possível definir o melhor sistema de estabilização permitindo minorar quaisquer riscos de acidentes em obras de escavações subterrâneas, taludes, túneis e galerias.

Todo esse processo de classificação abrange duas fases: caracterização do maciço (identificar e determinar os parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos) e a classificação desse maciço (atribuir diferentes pesos aos parâmetros estabelecidos na fase de caracterização).

#### **2.4.1. Sistema Rock Mass Rating (RMR)**

O sistema Rock Mass Rating (RMR) foi desenvolvido por Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1984, 1989). Este sofreu melhorias ao longo do tempo conforme o nível de experiência de sua aplicação. Desenvolvido com o objetivo de ser aplicado em maciços rochosos subterrâneos e logo passou a ser utilizada em túneis.

Essa classificação baseia-se em parâmetros como as características físicas, geométricas e mecânicas do maciço e do tipo de material rochoso, atribuindo pesos aos mesmos. Inicialmente eram considerados oito parâmetros Geológico-Geotécnicos, posteriormente após algumas alterações foi considerada apenas seis parâmetros.

Esses parâmetros podem ser obtidos tanto no campo quanto pela observação de sondagens. Sendo esses:

(P1) resistência à compressão uniaxial do material rochoso;

(P2) grau de fraturação em termos de Rock Quality Designation (RQD);

(P3) espaçamento das descontinuidades;

(P4) condições das descontinuidades (rugosidade, abertura e preenchimento, continuidade);

(P5) condições hidrogeológicas (infiltração de água);

(P6) orientação das descontinuidades em relação a orientação da escavação[4][6].

No final faz-se o somatório dos pesos concedidos a cada um dos parâmetros e com isso obtém-se em um índice, denominado por RMR cujo valor pode variar entre 0 e 100.

O peso (P6) designado por orientação das descontinuidades foi utilizado, por Bieniawski em 1989, como correção do somatório dos cinco pesos anteriores, não se trata de um parâmetro quantitativo, mas qualitativo, (esquematizado na Figura 2). Tal correção não é simplória, já que uma determinada orientação pode ser tanto favorável quanto desfavorável, essas ocasiões dependem diretamente das condições hidrogeologias e das próprias descontinuidades.

Por esse motivo alguns autores como Romana, Steffen e Hack tem críticas quanto ao uso desse parâmetro, acreditam que tais valores possuem um enorme peso na obtenção do valor final, quando estas são aplicadas em taludes [6]. Após a obtenção do valor final – e já corrigido do RMR – torna-se viável realizar a classificação de um maciço rochoso, em termos de qualidade, atribuindo uma de cinco classes apresentadas na Tabela 8.

Essa classificação está dividida em: muito má, má, razoável, boa e muito boa. Na tabela 11 encontra-se indicações do tempo médio de auto sustentação, isto é, o período de tempo em que o suporte deverá ser colocado em estruturas subterrâneas. Para cada classe citada estão referidos os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.

Bieniawski exhibe um quadro referente ao método de escavação e do tipo de suporte que se deve utilizar em construções como túneis e galerias. Dentre as correlações citadas, apresenta-se aqui duas expressões (Equações 1 e 2) propostas em meados de 1983, uma vez que estas foram baseadas em análises feitas a partir de um bom número de casos observados (Figura3) [4].

$$\text{Bieniawski (1978)} \rightarrow E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \rightarrow \text{RMR} > 50 \quad (1)$$

$$\text{Serafim e Pereira (1983)} \rightarrow E_m = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad (2)$$

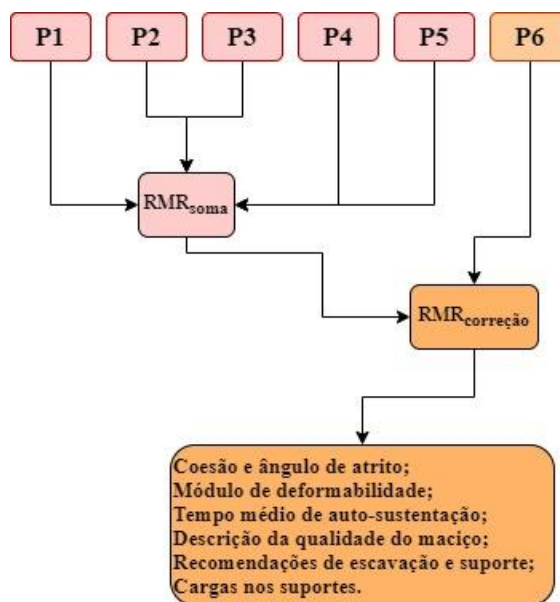


Figura 2 – Esquema do somatório dos Pesos para obtenção do RMR [5][7]

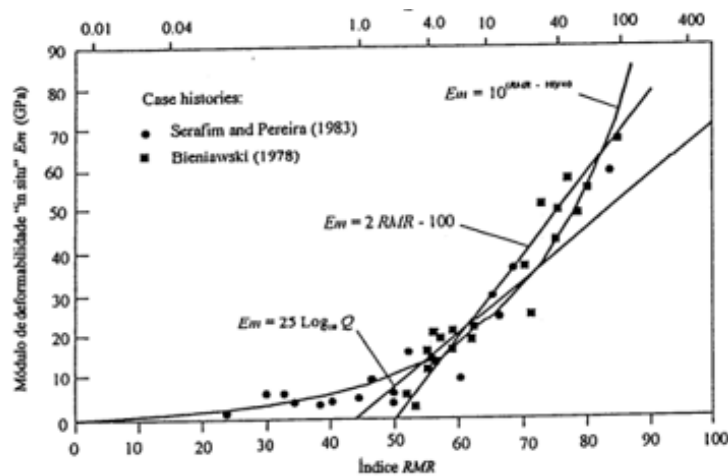


Figura 3 – Estimativa do módulo de elasticidade [5][7]

Tabela 8 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 1 [5]

**A. Parâmetros de classificação e respectivas notas**

PARÂMETROS		FAIXA DE VALORES							
P1	Resistência da rocha intacta	Resistência determinada no Point Load Test	> 10 MPA	4 - 10 MPA	2 - 4 MPA	1 - 2 MPA	Para essa faixa, prefere-se ensaio de compressão simples		
		Resistência determinada no ensaio de compressão simples	> 250 MPA	100 - 250 MPA	50 - 100 MPA	25 - 50 MPA	5 - 25 MPA	1 - 5 MPA	< 1 MPA
	nota	15	12	7	4	2	1	0	
P2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	nota		20	17	13	8	3		
P3	Espaçamento entre descontinuidades		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	nota		20	15	10	8	5		
P4	Condições de descontinuidade		superfície muito rugosa descontinua não aberta superfície são	superfície levemente rugosa abertura < 1 mm superfície levemente alterada	superfície levemente rugosa abertura < 1 mm superfície muito	superfície espelhada ou irregularidades < 5 mm ou abertura de 1 a 5 mm contínua	irregularidade > 5 mm ou abertura > 5 mm contínua		
	nota		30	25	20	10	0		
P5	presença de água	fluxo em 10 m de túnel	nenhum	< 10 litros / min	10 - 25 litros / min	25 - 125 litros / min	> 125		
		pressão de água na junta / tensão principal maior	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		condições gerais	totalmente seco	levemente úmido	úmido	gotejando	com fluxo contínuo		
	nota		15	10	7	4	0		

Tabela 9 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 2 [5]

**B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades**

		DIREÇÃO E DIREÇÃO DEMERGULHO	muito favorável	favorável	razoável	desfavorável	muito desfavorável
P6	nota	túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
		fundações	0	-2	-7	-15	-25
		taludes	0	-6	-25	-50	-60

Tabela 10 - – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 3 [5]

**C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais**

<b>peso</b>	100 - 81	80 - 61	60-41	40 -21	< 21
<b>classe</b>	I	II	III	IV	V
<b>descrição</b>	rocha de muito boa qualidade	rocha de boa qualidade	rocha de qualidade razoável	rocha de má qualidade	rocha de muito má qualidade

Tabela 11 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 4 [5]

**D. Significado das classes das rochas**

<b>tipo de classe</b>	I	II	III	IV	V
<b>tempo médio de auto-sustimento (auto-portante)</b>	20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10 m	1 semana para um vão de 5 m	10 horas para um vão de 2,5 m	30 minutos para um vão de 1m
<b>coesão do maciço rochoso (Kpa)</b>	> 400	300 - 400	200 - 300	100 -200	<100
<b>ângulo de atrito do maciço rochoso (°)</b>	>45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	<15

Tabela 12 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 5 [5]

*E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades*

<b>comprimento (persistência)</b>	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
<b>peso</b>	6	4	2	1	0
<b>abertura</b>	nenhuma	< 0,1 m	0,1 - 1,0 m	1 - 5 m	> 5 m
<b>peso</b>	6	5	4	1	0
<b>rugosidade</b>	muito rugoso	5	ligeiramente rugoso	macio	liso
<b>peso</b>	6	rugoso	3	1	0
<b>enchimento</b>	nenhum	enchimento duro < 5mm	enchimento duro > 5mm	enchimento mole < 5mm	enchimento mole > 5mm
<b>peso</b>	6	4	2	2	0
<b>grau de alteração</b>	inalterado	ligeiramente alterado	moderadamente alterado	muito alterado	decomposto
<b>peso</b>	6	5	3	1	0

Tabela 13 – Sistema de Classificação (Bieniawski, 1993) – passo 6 [5]

*F. Efeito da orientação da direção e da inclinação das descontinuidades em túneis*

<b>Direção perpendicular ao túnel</b>		<b>Direção paralela ao eixo do túnel</b>	
escavar a favor da inclinação inclinação 45° - 90°	escavar a favor da inclinação inclinação 20° - 45°	inclinação 45° - 90°	inclinação 20° - 45°
muito favorável	favorável	muito desfavorável	razoável
escavar contra a inclinação inclinação 45° - 90°	escavar contra a inclinação inclinação 20° - 45°	inclinação 0° - 20° independente da direção	
razoável	desfavorável	razoável	

## 2.4.2. Sistema Q

O sistema Q foi proposto por Barton, Lien e Lund no ano de 1974. Ele tem sido constantemente atualizado e, assim, agregando novos conceitos em relação ao dimensionamento de suporte de estruturas subterrâneas. Após observar um elevado número de escavações subterrâneas, Barton propôs um índice de qualidade (Q) para classificar os maciços rochosos.

Não obstante, Barton apresentou, em 2000, um método empírico capaz de prever o desempenho das escavações com tuneladores TBM, método este que recebe o nome de  $Q_{TBM}$  (a figura 4 apresenta um esquema da qual mostra como se obtém ambos os índices Q e  $Q_{TBM}$ ).

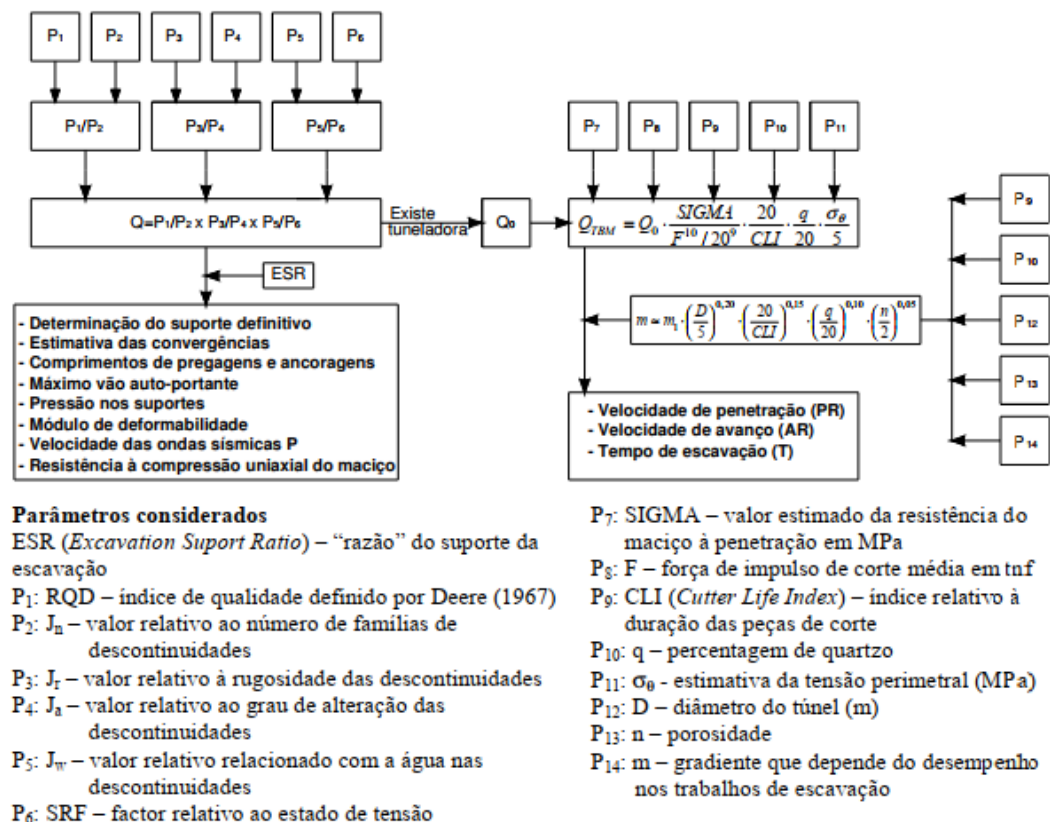


Figura 4 – Representação gráfica da obtenção do valor de Q e  $Q_{TBM}$ . [7]

A caracterização comportamental do maciço rochoso baseia-se através de seis parâmetros considerados primordiais. Contudo é importante ressaltar que esse o índice de qualidade (Q) pode ser obtido dentro de uma considerável variação numérica (varia entre  $10^{-3}$  e  $10^3$ ), valores estes obtidos através de uma expressão geral, equação 3 [4] [7]:

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (3)$$

Sendo os valores de cada parâmetro definidos nas tabelas 14 a 19, cujo o significado está a seguir:

$RQD / J_n$  – caracteriza a estrutura do maciço rochoso e, assim, constitui uma dimensão genérica do bloco em questão, tem um valor que pode variar entre 200 e 0,5; [7]

$J_r / J_a$  – parâmetro que fornece a possibilidade de caracterizar tanto as descontinuidades quanto o enchimento a partir da rugosidade e do grau de alteração do maciço rochoso; o quociente é crescente com o incremento da rugosidade ou diminui em função do grau de alteração das paredes que estão em contato direto, essas situações influenciam diretamente ao aumento da resistência ao corte; por sua vez o quociente, também, diminui, assim como a resistência ao corte, quando as descontinuidades tem preenchimentos argilosos ou quando estão abertas [7].

$J_w / SRF$  – esse parâmetro representa o estado de tensão no Maciço Rochoso; o termo SRF representa o estado de tensão no Maciço, em profundidade, ou, ainda, caracteriza as tensões de expansibilidade em formações incompetentes de comportamento plástico [7].

Sua avaliação pode ser feita de duas formas, tanto através de evidências de libertações de tensões, feitas através da explosão da rocha, ou através da ocorrência de zonas de escorregamento ou de alteração localizada. A pressão da água é representada pelo parâmetro  $J_w$ , pressão essa que possui um efeito adverso na resistência ao escorregamento das descontinuidades [7].

Tabela 14 – RQD – Designação da qualidade da rocha [4]

Descrição do parâmetro		Valor	Notas
'Rock Quality Designation'		R.Q.D	
A.	muito mau	0 - 25	1. Quando o RQD for < 10 (incluindo 0) considera-se um valor nominal de 10 no cálculo de Q 2. Intervalos de 5 no RQD tem precisão suficiente (100, 95, 90, ...)
B.	mau	25 - 50	
C.	medio	50 - 75	
D.	bom	75 - 90	
E.	muito bom	90 - 100	

Tabela 15 – Jn – Índice das famílias de juntas [4]

Descrição do parâmetro		valor	Notas
"joint set number"		Jn	
A.	nenhuma ou poucas descontinuidades presentes	0,5 - 1,0	1. nas intersecções utilizar 3 x Jn 2. nas embocaduras utilizar 2 x Jn
B.	uma família de descontinuidades	2	
C.	uma família mais descontinuidades esparsas	3	
D.	duas famílias de descontinuidades	4	
E.	duas famílias mais descontinuidades esparsas	6	
F.	três famílias de descontinuidades	9	
G.	três famílias mais descontinuidades esparsas	12	
H.	quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas,	15	
I.	rocha esmagada, tipo terroso	20	

Tabela 16 – Jr – Índice de rugosidade das juntas [4]

Descrição do Parâmetro		Valor	notas
"joint roughness number"		Jr	
a) contato entre as paredes de rocha das descontinuidades			1. as descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão, respectivamente  2. adicionar 1,0 se o espaçamento médio da família de descontinuidade mais relevantes for maior que 3m  3. Jr igual a 0,5 pode ser usado para descontinuidades polidas planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direção de menor resistência
b) contato entre as paredes de rocha antes de 10 cm de escorregamento			
A.	juntas descontinuas	4	
B.	descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas	3	
C.	descontinuidades suaves e ondulares	2	
D.	descontinuidades polidas e ondulares	1,5	
E.	descontinuidades rugosas ou irregulares, planas	1,5	
F.	descontinuidades lisas, planas	1	
G.	descontinuidades polidas, planas	0,5	
c) não há contato entre as paredes de rocha no escorregamento			
H.	zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o	1	
I.	zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contato entre as paredes	1	

Tabela 17 – Ja – Grau de alteração das descontinuidades [4]

Descrição do Parâmetro "joint alteration number"		Valor	
		Já	$\phi_r$ (°) aprox.
a) contato entre as paredes de rocha das descontinuidades			
A.	paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epibólito)	0,75	-
B.	paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1	25-35
C.	paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas	2	25-30
D.	paredes com partículas siltosas ou areno-argilosas	3	20-25
E.	parede com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc, e pequenas quantidades de argilas expansivas	4	ago/16
b) contato entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento			
F.	paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc	4	25-30
G.	Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	6	16-24
H.	Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	8	dez/16
I.	Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo, mas com espessura < 5 mm); o valor de Ja depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água, etc	8 - 12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
J.	Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H e I para condições do material)	6,8 ou 8-12	6-24
K.	Zonas ou bandas siltosas ou areno-argilosas, com pequena fracção de argila	5	-
L.	Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10,13, 13-20	6-24

Tabela 18 – Jw – Índice das condições hidrogeológicas [4]

Descrição do parâmetro "joint set number"		valor		Notas
		Jw	Pressão da água aprox. (MPa)	
A.	Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é < 5 l/min localmente	0,5 - 1,0	0,5 - 1,1	1. Os factores nos casos C a F são estimados para condições naturais; o parâmetro Jw deverá ser aumentados caso sejam efectuadas drenagens 2. Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados
B.	Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	2	0,5 - 1,2	
C.	Caudal ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	3	0,5 - 1,3	
D.	Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades	4	0,5 - 1,4	
E.	Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	6	0,5 - 1,5	
F.	Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	9	0,5 - 1,6	

Tabela 19 – SRF – Fator de redução de tensões [4]

Descrição do parâmetro		valor	notas	
"Stress Reduction Factor"		SRF		
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, o que pode causar a descompressão do maciço rochoso			1. Reduzir o índice SRF de 25 a 50% se as zonas de corte influenciarem a escavação sem a atravessarem  2. No caso de maciços rochosos contendo argila, é conveniente obter o índice SRF para as cargas de descompressão. A resistência da matriz rochosa é então pouco significativa. Em maciços muito pouco fracturados e sem argila.	
A.	Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as Profundidades)	10		
B.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação $\leq 50$ m)	5		
C.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação $> 50$ m)	2,5		
D.	Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)	7,5		
E.	Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades da escavação $\leq 50$ m)	5		
F.	Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidades da escavação $> 50$ m)	2,5		
G.	Juntas abertas, rocha muito fracturada e descomprimida (todas as profundidades)	5		
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha			$\sigma_c / \sigma_1$	$\sigma_t / \sigma_1$
H.	Tensões baixas, próximo da superfície	2,5	$> 200$	$> 13$
I.	Tensões média	1	200 - 10	13 - 0,66
J.	Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	0,5 - 2	10-5	0,66 - 0,33
K.	Explosões moderadas de rochas (rocha maciça)	5 - 10	5 - 2,5	0,33 - 0,66
L.	Explosões intensas de rochas (rocha maciça)	10 - 20	$< 2,5$	$< 0,16$
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha				
M.	Pressão moderada da rocha esmagada	5 -10		
N.	Pressão elevada da rocha esmagada	10 - 20		
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água				
O.	Pressão de expansão moderada	5 - 10		
P.	Pressão de expansão elevada	10 -15		

Vale ressaltar que os parâmetros  $J_n$ ,  $J_r$  e  $J_a$  tem um grau de importância maior comparado com a orientação das descontinuidades; todavia a orientação das descontinuidades não deve ser completamente ignorada, já que a mesma contribui nos parâmetros  $J_r$  e  $J_a$ , sendo considerado, sempre, as descontinuidades mais desfavoráveis[4][7].

Importante dizer que na construção de túneis existem algumas recomendações quando se trata de analisar o tipo de suporte que será necessário à estabilidade de maciços rochosos, aqui será apresentado um gráfico proposto por Grimstad e Barton em 1993. O gráfico possibilita a estimativa o tipo de suporte necessário em função do valor designado por dimensão equivalente da escavação (figura 5).

Esse fator é obtido dividindo o vão, diâmetro, ou altura da escavação por um índice ESR (Excavation Support Ratio). Apresenta-se também o fator de segurança em função do tipo de obra a ser construído (tabela 20) [4];

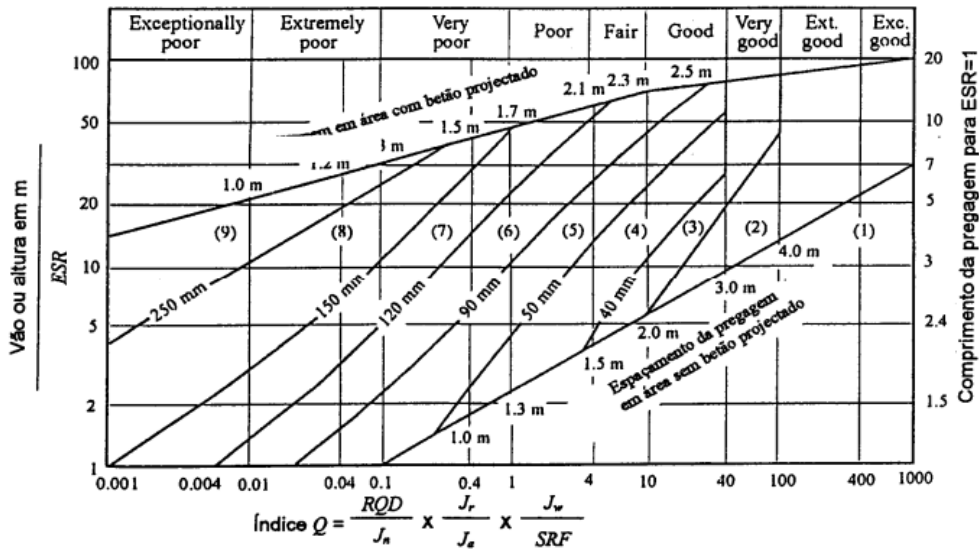


Figura 5 – Classes de suporte definidas para o sistema Q (Grimstad e Barton, em 1993) [4]

Tabela 20 – Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas (Q) [4]

Classe	Tipo de escavação	ESR
A.	Cavidades mineiras temporárias	3 - 5
B.	Poços verticais de secção circular	2,5
	Poços verticais de secção quadrada ou rectangular	2
C.	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6
D.	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1,3
E.	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1
F.	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

Barton (1992) também apresentou uma expressão (equação 4) para se obter o módulo de deformabilidade do maciço rochoso em GPa. É possível correlacionar os índices RMR e Q através de algumas expressões, a figura 6 apresenta um gráfico que contém vários conjuntos de situações objeto de estudo.

$$E_m = 25 \log Q \text{ [GPa]} \quad (4)$$

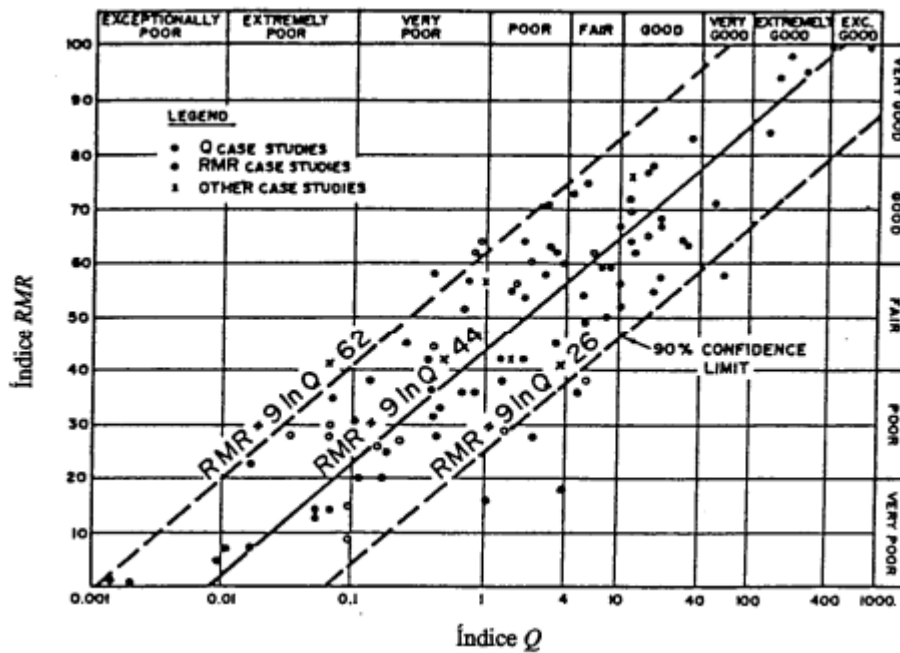


Figura 6 – Correlações entre os índices RMR e Q [4]

Como referido, o sistema Q está em constante atualização, sendo sua última atualização realizada por Barton no ano de 2000, trata-se de um sistema empírico da qual prever o desempenho de escavações com tuneladores TBM, por isso o nome  $Q_{TBM}$ . Para obter o índice  $Q_{TBM}$  é preciso avaliar o índice  $Q_0$  da qual é calculado usando o valor de RQD na expressão do Q.

Valor este obtido através do eixo do túnel e, ainda, usando o parâmetro  $J_r/J_a$  e com a inclusão de outros parâmetros relacionados diretamente com o desempenho da tuneladora TBM. Um pormenor interessante no sistema é a comparação da força de corte transmitido pela tuneladora (F) com uma medida empírica da resistência do Maciço à penetração (SIGMA).

A orientação das discontinuidades no que se refere a direção da escavação influencia no parâmetro SIGMA. Para obter o valor de SIGMA há mais dois parâmetros normalizados a ser considerados  $Q_c$  e  $Q_t$ , pois SIGMA agrega-se ao peso volúmico da rocha. Assim SIGMA pode ser escolhido entre dois valores obtidos a partir das expressões a seguir (Equação 5 e 6):

$$\text{SIGMA}_{CM} = 5 * \gamma * Q_c^{\frac{1}{3}} \quad (5)$$

$$\text{SIGMA}_{\text{TM}} = 5 * \gamma * Q_t^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

De onde os valores de  $Q_c$  e  $Q_t$  são obtidos através das expressões 7 e 8:

$$Q_c = Q_0 * \frac{\sigma_c}{100} \quad (7)$$

$$Q_t = Q_0 * \frac{I_{50}}{4} \quad (8)$$

Onde:

$\sigma_c$  – resistência à compressão uniaxial

$I_{50}$  – índice de carga pontual

O valor de  $Q_c$  pode correlacionar-se com a velocidade das ondas sísmicas e com o valor do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (encontra-se na Figura 7). Vale ressaltar que se a inclinação das discontinuidades é favorável à escavação então usa-se  $\text{SIGMA}_{\text{TM}}$ , se a inclinação das discontinuidades é desfavorável a escavação, então, usa-se  $\text{SIGMA}_{\text{CM}}$ . E essa diferença faz com que o parâmetro  $Q_{\text{TBM}}$  seja dependente da orientação [7].

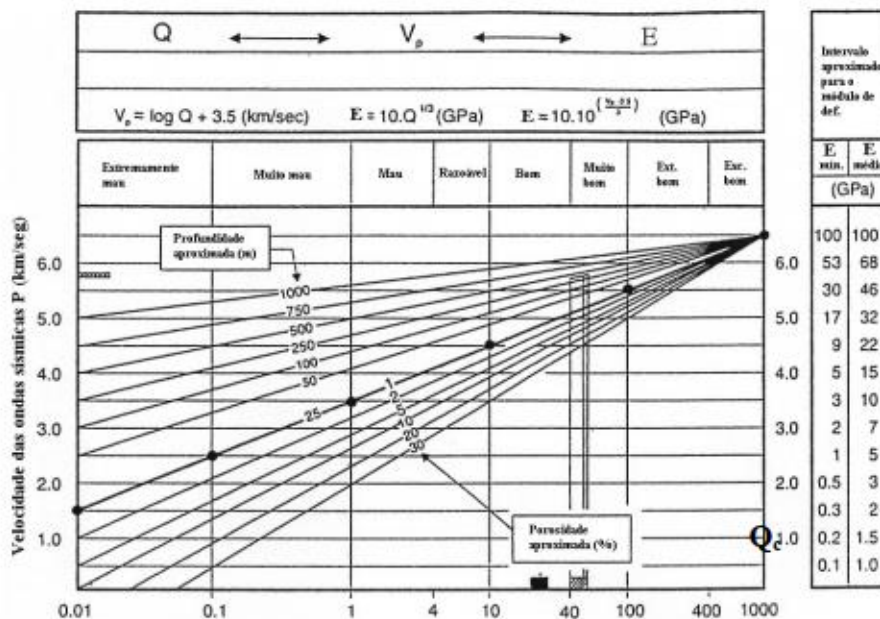


Figura 7 – Relação entre  $Q_c$  com a velocidade das ondas sísmicas P e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso [7]

### 2.4.3. Sistema Geological Strength Index (GSI)

Devido à complexidade da formação do maciço rochoso, composto pela matriz rochosa e pelas complexas superfícies de descontinuidades, a quantificação da resistência de um maciço rochoso pode ser estabelecida através de métodos. Entretanto ao usar métodos empíricos deve-se complementar com ensaios “*in situ*” ou laboratoriais.

Assim, o baseado em alguns dados experimentais, Hoek e Brown (1980), desenvolveram um método para classificação da resistência para rochas intactas, da qual começa a partir da proposição do critério de ruptura de Hoek e Brown, como mostra a expressão seguinte [6]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c * \left( m_i * \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

Onde:

$\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  – são as tensões principais e efetivas máximas e mínimas na rotura, respectivamente;

$m_i$  – constante da rocha intacta;

$\sigma_c$  – resistência a compressão simples;

Desta forma a relação entre as tensões principais na rotura de um maciço rochoso é definido por dois parâmetros  $\sigma_c$  e  $m_i$ . Os valores desses parâmetros devem ser estabelecidos, sempre que for possível, a partir de uma análise estatística de resultados de ensaios triaxiais conforme as recomendações da ISRM (1981).

Além disso os valores do parâmetro  $m_i$  pode ser estimados a partir de alguns dados fornecidos por Hoek (tabela 21). Hoek e Brown desenvolveram assim uma proposta para o critério de resistência para os Maciços Rochosos, da qual apresentou-se uma expressão generalizada da expressão 10 apresentada a priori:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c * \left( m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (10)$$

Onde:

$m_b$  – redução do parâmetro  $m_i$ ;

$s, a$  – são os parâmetros dependentes das características maciço;

Tabela 21 – Estimativa dos valores do parâmetro  $m_i$  [6]

Tipo de rocha	classe	grupo	textura			
			grosseira	média	fina	muito fina
sedimentar	classica		conglomerado (22)	arenito (19)	siltico (9)	argilito (4)
			grauvaque (18)			
	não classica	orgânica	cré (18) carvão (8 - 21)			
		carbonatada	brecha (20)	calcário compacto (10)	calcário grosseiro (8)	
	quimica		gesso (16)	anidrito (13)		
metafórfica	não foliada		mármore (9)	comeana (19)	quartzito (24)	
	ligeiramente foliada		migmatito (30)	anfíbolito (31)	milonito (24)	
	foliada*		gnaisse (33)	xisto (10)	filito (20)	ardósia (9)
ígneas	clara		granito (33)		riólito (16)	obsidiana (19)
			granodiorito (30)		dacito (17)	
	escura		gabro (27)	dolerito (19)	basalto (17)	
			norito (22)			
tipo piroclástica extrusiva		aglomerado (20)	brecha (18)	tufo (15)		

**Notas:** i) Os valores entre parênteses são estimados; ii) Os valores assinalados com (\*) são para mostras de rocha ensaiadas numa direcção normal à estratificação ou foliação; iii) Os valores de  $m_i$  serão significativamente diferentes se ocorrer rotura ao longo de superfícies de baixa resistência.

Hoek, definiu um sistema de classificação capaz de determinar os parâmetros constantes da expressão anterior fornecendo uma variedade de valores entre 0 e 100. Sistema esse denominado de Geological Strength Index (GSI). Contudo esse sistema depende das propriedades da rocha intacta, logo os maciços que apresentam má qualidade podem ser estimados através de uma relação com o sistema RMR de Bieniawski.

Usando um peso de 15 para a condição de presença de água e de 0 para orientação das descontinuidades [6]. A relação entre esses dois índices (RMR e GSI) para maciços com  $RMR \geq 23$  é feita a partir da expressão 11:

$$GSI = RMR - 5 \quad (11)$$

Quando o maciço rochoso tem valor de  $RMR < 23$ , essa correlação pode ser expressa com base em  $Q'$  a partir da expressão 12:

$$GSI = \ln Q' + 44 \quad (12)$$

Q' é calculado a partir da expressão 13:

$$Q' = \frac{RQD}{jn} * \frac{Jr}{Ja} \quad (13)$$

Onde:

RQD – Rock Quality Designation;

Jr – índice de rugosidade;





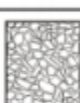

Jn – número de famílias de diaclases;

Ja – índice de alteração de diaclases;

Em alternativa o parâmetro GSI, também, pode ser consultado na tabela 22, todavia ao invés de considerar apenas um único valor, deve-se considerar um intervalo para o valor de GSI (Tabela 23) Vale ressaltar que inicialmente esse método foi desenvolvido para escavações subterrâneas, todavia, posteriormente, passou a ser aplicado em amostras de escavações a céu aberto.

O sistema GSI apresenta uma descrição quantitativa que são baseadas em informações observacionais, ou seja, a principal ideia do sistema era obter resultados numéricos e adimensional que fosse possível ser estimado a partir de suas características geológicas visuais [6].

Tabela 22 – Classificação dos Maciços Rochosos segundo Hoek [6]

	CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE				
	MUITO BOA	BOA	REGULAR	FRACA	MUITO FRACA
<b>ESTRUTURA</b>	Diminuição da qualidade da superfície →				
 ROCHA INTACTA OU MACIÇA – amostras de rocha intacta ou rocha <i>in situ</i> maciça, com descontinuidades muito espaçadas	90			N/A	N/A
 EM BLOCOS – massa rochosa constituída por blocos de forma cúbica, decorrente do encontro de três famílias de descontinuidades, bem imbricada e não perturbada	80	70			
 EM MUITOS BLOCOS – massa de blocos multifacetados e angulosos, decorrente do encontro de quatro ou mais famílias de descontinuidades, imbricada e parcialmente perturbada		60			
 EM BLOCOS / PERTURBADA / DESCONTÍNUA – estrutura dobrada, com blocos angulosos decorrentes da interseção de muitas famílias de descontinuidades. Com acamamento ou xistosidade.			50		
 DESINTEGRADA – massa rochosa fracamente imbricada, intensamente quebrada, com mistura de blocos angulosos e blocos arredondados			40		
 LAMINADA / CISALHADA – ausência de blocos devido ao apertado espaçamento entre planos de xistosidade fraca ou planos de deslhanimento			30	20	
					10
	N/A	N/A			

↑ Diminuição do imbricamento entre blocos de rocha ↓

Tabela 23 – Classes dos maciços rochosos determinados a partir de GSI [6]

valor de GSI	76 - 95	56 - 75	36-55	21 - 35	< 20
qualidade do maciço	muito bom	bom	razoável	fraco	muito fraco

## 2.5. Considerações Finais

Como apresentado nesse capítulo, a fase da classificação Geomecânica é indispensável para uma boa classificação de um maciço rochoso e a classificação geomecânica onde se analisa mais a parte comportamental do material rochoso através de alguns sistemas de classificação.

É muito importante que se faça uma boa caracterização dos maciços, pois assim facilita a escolha dos processos de construções que mais se adapta aquele tipo, evitando maiores prejuízos, principalmente no caso obras de Engenharia Civil. É importante verificar a estabilidade do maciço, evitando a ocorrência de acidentes estruturais desde os mais leves aos mais graves.



### **3. PROSPECÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS**

#### **3.1. Considerações Iniciais**

Como visto anteriormente, para realizar a caracterização geotécnica e geomecânica de um maciço rochoso é necessário que se faça ensaios “*in situ*” ou em laboratórios, além de fazer o reconhecimento Geológico através da prospecção Geotécnica.

Prospecção Geotécnica é todo o conjunto de procedimentos que são realizados para determinar a natureza e características de um terreno. Para isso é necessário obter um reconhecimento em profundidade, o que só é possível com ajuda das técnicas de prospecção mecânica ou prospecção geofísica.

Neste capítulo serão abordadas as técnicas que se usam para realizar os procedimentos de prospecção geofísica e mecânica. Para utilizar estas técnicas é preciso definir e localizar os locais onde serão realizados os trabalhos de prospecção, e indicar como será feita a colheita de amostras e o procedimento em que se realizaram os trabalhos “*in situ*”. Deve-se ter atenção às profundidades em que se pretende realizar as prospecções, pois devem ser ajustadas conforme o andamento do trabalho e onde se pretende finalizar [8].

#### **3.2. Prospecção Geofísica**

No geral, a geofísica estuda a superfície terrestre a partir de métodos indiretos. A prospecção geofísica consiste na observação dos campos físicos e das variações da propagação de ondas por variações nas propriedades físicas dos materiais da crosta terrestre [25][26].

A prospecção geofísica é um trabalho que se faz em sequência de trabalhos de reconhecimento, detalhamento e avaliação. O objetivo é explorar o terreno em profundidade de até cinco quilômetros e pode ser usado na prospecção de petróleo, locação de poços, estudo de contaminação, monitoramento de barragens, entre outros[25][26]. Há diversos métodos geofísicos que podem ser usados ao se fazer prospecção geofísica, entretanto será abordado aqui dois métodos de prospecção geofísica como o método da eletrorresistividade e o método do radar.

### 3.2.1. Método da Eletroresistividade

O método da eletroresistividade ou resistividade, baseia-se em uso de correntes elétricas artificiais que são introduzidas no solo, em que as diferenças de potencial (ddp) são medida na superfície. Esse método baseia-se em um circuito elétrico relativamente simples, em que o meio físico (o terreno) age como um resistor [26].

A resistividade elétrica ( $\rho$ ) é definida a partir da dificuldade em que a corrente elétrica encontra no momento de sua passagem através do meio físico. No caso das rochas, a maior parte dos minerais que compõe o maciço rochoso são matérias isolantes. Por esse motivo a corrente elétrica é conduzida pela passagem de íons através da água presente nos poros do maciço rochoso (Figura 8) ou através das fraturas [26].

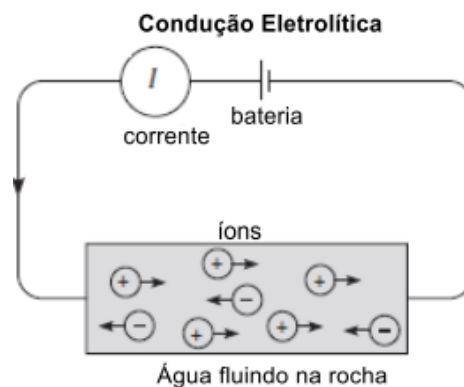


Figura 8 – Condução da eletricidade em rochas [26]

Na condução eletrolítica, os íons se deslocam através da água presentes nos poros do maciço rochoso, já que a maior parte do material que compõe o maciço é isolante. Sendo esse tipo de condução, o principal do meio geológico [26].

Prospecção geofísica através do método de eletroresistividade, como já referido, é realizado através de introdução de correntes elétricas no solo. A indução das correntes elétricas, geralmente, é introduzida através de dois eletrodos de corrente e a diferença de potencial (ddp) é medida pelos eletrodos de potencial, como mostra a Figura 9 [26].

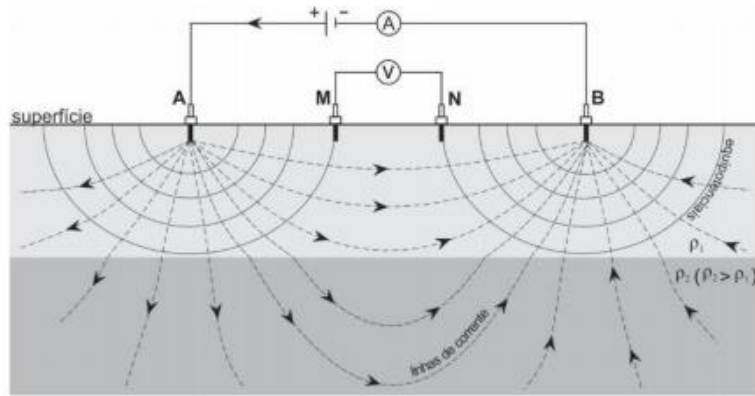


Figura 9 – Eletrodos de corrente A e B, eletrodos de potencial M e N [26]

Vale ressaltar que a disposição da forma adequada dos eletrodos de corrente e dos eletrodos de potencial, permite leituras de resistividade elétrica para vários níveis de profundidade de um terreno.

### 3.2.2. Método do Radar

O método do radar trata-se de uma técnica de aquisição de informação espacial, cujo objetivo é investigar as propriedades das camadas de solo ou detectar objetos e estruturas geológicas que estão sob o solo.

É um método eletromagnético de alta frequência, entre 50 MHz à 2500 MHz, capaz de obter muitas informações em tempo reduzido. É um sistema que detecta as alterações nas características eletromagnéticas dos materiais presentes no subsolo. Um sinal é emitido através de uma antena eletromagnética, as ondas eletromagnéticas emitidas permitem gerar imagens do subsolo (Figura 10).

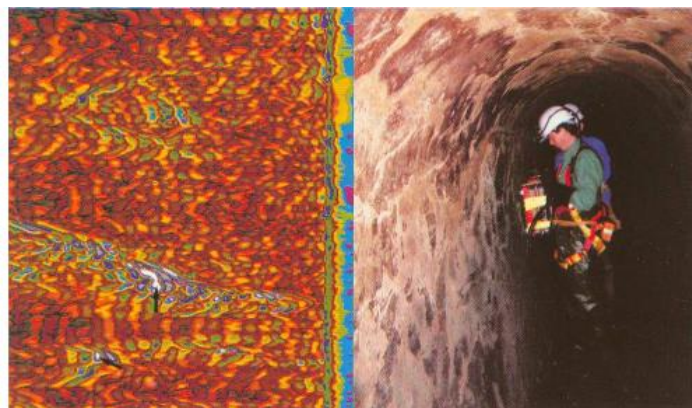


Figura 10 – Imagem gerada a partir de ondas eletromagnéticas [25]

É importante ressaltar que a penetração da onda eletromagnética depende, diretamente, da frequência de transmissão e propriedades elétricas do terreno ou maciço rochoso em que se está a analisar. Na engenharia esse método é usado como um ensaio não destrutivo de estruturas, pavimento e outros; na localização de estruturas e equipamentos subterrâneos; ou na geotecnia, estimando o nível do lençol freático.

### **3.3. Prospecção Mecânica**

A fase da prospecção mecânica em rochas é importante, pois ajuda esclarecer informações correlacionadas a sua profundidade, direção das camadas, espaçamento das juntas e planos de acabamento. Chamam-se prospecção mecânica porque o seu processo é feito com auxílio de meios mecânicos. Será abordado nos tópicos a seguir os diferentes processos de prospecção: Sondagens, Poços, Galerias e Valas.

#### **3.3.1. Sondagens**

As Sondagens são furos feitos nos maciços rochosos, esses furos podem ser feitos com auxílio de um trado manual ou mecânico, com sondagens de penetração ou ainda com sondagens de furação que pode ser de percussão ou de rotação.

Elas são recomendadas quando a profundidade do Maciço a se investigar, seja muito grande ou quando o processo, ao se usar outro tipo de prospecção mecânica, é demorado. Porém sua desvantagem é que esse método não permite a observação direta do maciço.

Como já referido os trados podem ser manuais ou mecânicos (Figuras 11 e 12) onde se retira amostras remexidas do terreno. Os trados manuais tem uma limitação de até seis metros de profundidade; já os trados mecânicos conseguem alcançar até trinta metros de profundidade, além de ser uma alternativa quando se pretende realizar um grande número de furos.

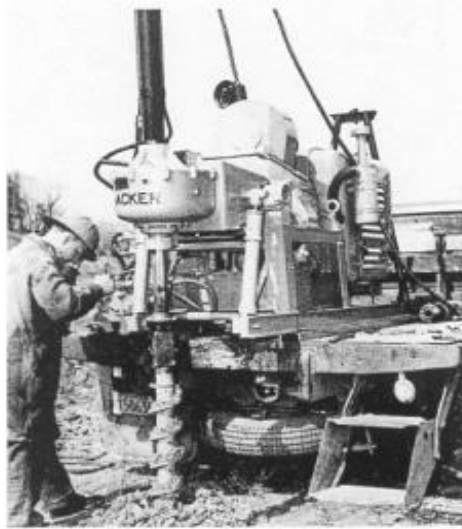


Figura 11 – Trado mecânico [8]



Figura 12 – Trados manuais [8]

A sondagem de penetração é usada para avaliar as características dos maciços terrosos, este não permite a extração de amostras, apenas avaliação da resistência à penetração [8].

A sondagem de percussão utiliza-se uma ferramenta de furação que avança por percussão. Trata-se de um método destrutivo, geralmente usa-se um trepano suspenso por um cabo e com o avanço da perfuração vai-se introduzindo água para facilitar o trabalho.

Pode ser usado um aparelho manual da qual é muito usada para furos com diâmetro limite de vinte centímetros e vinte metros de profundidade ou mecânica da qual é muito utilizada quando se pretende alcançar maiores profundidades. Este aparelho pode ser usado em maciços rochosos. Um exemplo de aparelho para esse tipo de sondagem é o Standard Penetration Test (SPT), como mostra a figura 13 [8]

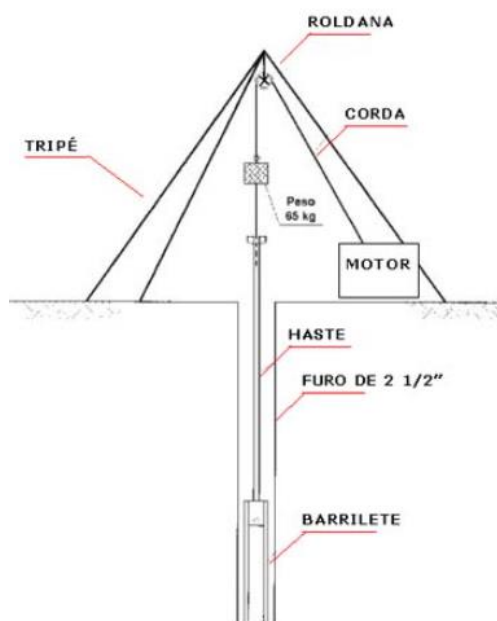


Figura 13 – Aparelho para sondagem de percussão SPT

A sondagem à rotação utiliza uma ferramenta de furação que avança por rotação. Esse método pode ser tanto destrutivo, quanto com recuperação contínua da amostra e permite uma extração de amostras contínuas que vão de boa qualidade a razoável.

O Amostrador de parede dupla permite a extração de boas amostras, pois o tubo que armazena a amostra não está em movimento junto com a coroa, esse fator impede a fratura das amostras rochosas. Os Amostradores possuem no geral um comprimento de 2 a 3 metros, já suas coroas possuem seu diâmetro normalizado (valores presentes na tabela 24) [8].

Tabela 24 – Diâmetros da cora do amostrador [8]

AMOSTRADORES DA SÉRIE EUROPEIA			AMOSTRADORES DA SÉRIE AMERICANA				
Referência	Diâmetros		Referência	Diâmetros			
Diâmetro nominal	Furo	Amostra		Furo		Amostra	
mm	mm	mm	mm	in	mm	in	
45	46	24					
55	56	34	EX	38	1 1/2	22	7/8
65	66	38	AX	49	1 15/16	29	1 1/8
75	76	48	BX	60	2 3/8	41	1 5/8
85	86	58	NX	76	3	54	2 1/8
100	101	72	2 3/4 x 3 7/8	98	3 7/8	68	2 11/16
115	116	86	4 x 5 1/2	140	5 1/2	100	3 15/16
130	131	101	6 x 7 3/4	197	7 3/4	151	5 15/16
145	146	116					

### 3.3.2. Poços

Com a utilização de poços de prospecção é possível obter amostras deformadas ou indeformadas em forma de blocos e ainda possibilita a observação direta das camadas do subsolo e a análise da consistência das camadas, é também possível ensaios “*in situ*” [8].

Em contra partida, seu limite máximo de profundidade é de pequeno para terrenos brandos e não é possível atingir um nível de profundidade abaixo do nível freático. Os Poços podem possuir um formato elípticos e suas dimensões frequentemente são de 1,80 metros por 0,80 metros. Há poços em outros formatos como: poços quadrados, retangulares ou mesmo circulares (Figura 14). São perfurados com equipamentos manuais. Deve atender à segurança, pois esse tipo de prospecção tem grandes chances de desabamento e para que isso não ocorra é feito a entivação [8].



Figura 14 – Poços de prospecção em formato circular

### 3.3.3. Galerias

As galerias permitem a observação direta das camadas do maciço em profundidade, é geralmente utilizado na caracterização de maciços em talude, fundações de barragens e tuneis e grandes estruturas subterrâneas. As galerias de prospecção (Figura 15) permite variar a inclinação e orientações, o que oferece uma vantagem em relação aos poços e permite seu aproveitamento já que pode ser usada, futuramente, para drenagens dos maciços rochosos, além da remoção dos materiais é relativamente prático se comparado com poços de prospecção.

Em termos de segurança quando se nota uma possível instabilidade do maciço rochoso faz-se uma entivação. No geral as galerias podem atingir um limite de profundidade de até dez metros, suas dimensões são de 1,80 metros de altura por 1,20 metro de largura, caso pretende-se fazer ensaios “*in situ*” nas galerias suas dimensões devem passar a ser de 2 metros de altura por 2 metros de largura [8].



Figura 15 - Galeria prospecção [8]

#### **3.3.4. Valas e Trincheiras**

Esse tipo de prospecção mecânica permite a observação local das formações devido a retirada dos materiais superficiais. As escavações das valas (Figura 16) são superficiais e podem atingir um limite de apenas dois ou três metros de profundidade em maciço rochoso, com a condição que deve ser feita uma entivação a partir de 1,85 de profundidade ou em locais com vibrações excessivas afim de evitar desmoronamento.

Geralmente seu uso é feito em conjunto com outro tipo de prospecção, principalmente as galerias, pode ser feita de forma manual ou com auxílio de explosivos e meios mecânicos como: abre-valas, buldozer e ripper. Pode ser usado em barragens, tuneis, estradas e pedreiras.



Figura 16 – Vala ou trincheira

### 3.4. Colheita De Amostra

Ao realizar uma prospecção mecânica é necessário fazer, também, a colheita de amostras pois este permite a avaliação e observação das formações. O tipo de amostragem que é obtida varia de acordo com o método de prospecção utilizado e o problema em causa, nas sondagens de furação depende do tipo de furação. Já na sondagem de percussão deve-se colher uma amostra sempre que houver mudanças de terreno ou respeitar a distância de no mínimo dois metros entre uma amostra e outra.

As amostras indeformadas são as amostras da qual não ocorreu mudança nas características do terreno ou maciço, ou seja, todas as características “*in situ*” devem permanecer intactas. Deve-se ter atenção durante o transporte da amostra para o laboratório. Quando as amostras são retiradas a partir dos métodos de prospecção, citados no ponto 3.2, o amostrador pode ser simples porem isso resulta em grandes perturbações nas amostras, logo de razoável qualidade, mais deformadas.

Entretanto, essa qualidade da amostra pode melhorar caso utiliza-se amostradores por pressão ao invés de amostradores que funcionam por processo dinâmico como o de Osterberg (Figura17).

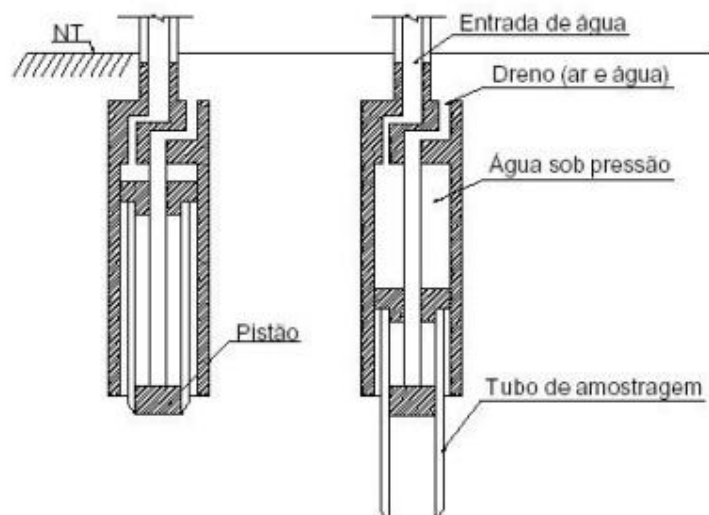


Figura 17 – Amostrador de paredes finas do tipo Osterberg

O amostrador do tipo Pitcher (Figura 18) é, em geral, usada em solos constituintes de camadas moles e duras já que se trata de um instrumento por pressão. O amostrador do tipo Denison (Figura 19) é usado em solos duros, trata-se de um instrumento por rotação para possibilitar a colheita da amostra.

Obter amostras intactas de um maciço rochoso é mais fácil do que em um maciço terroso, basta cortar a rocha ou utilizar um amostrador para extrair amostra indeformada e levá-las para que se realize os ensaios necessários em laboratórios.

Nas prospecções geotécnicas de um maciço rochoso é comum a realização ensaios “*in situ*” sendo estes com finalidade de obter caracterização da permeabilidade, deformabilidade, resistência e do estado de tensão “*in situ*” [8][9].

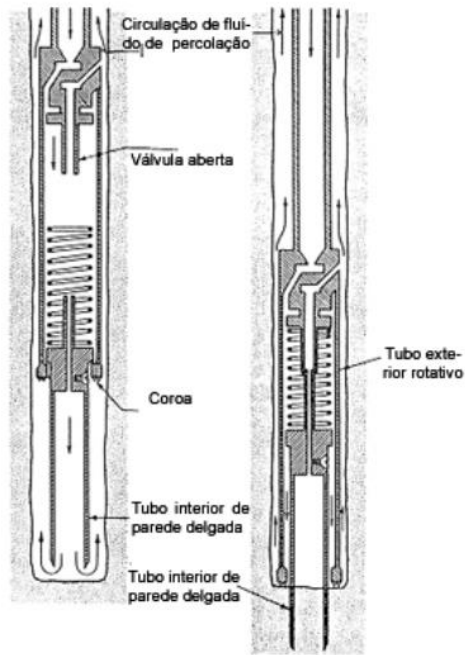


Figura 18 – Amostrador do tipo Pitcher [8]

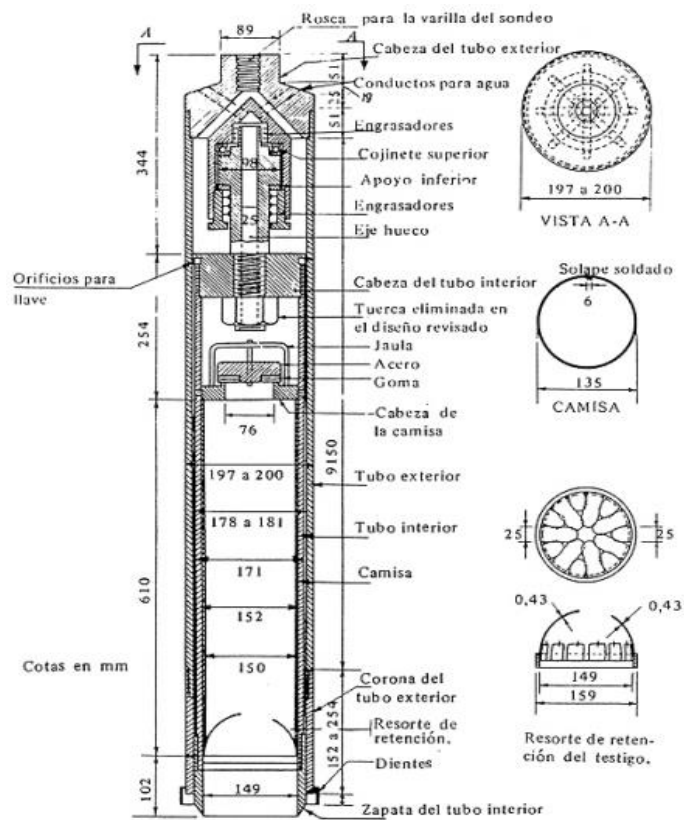


Figura 19 – Amostrador do tipo Denisson

### **3.5. Ensaios de Caracterização Mecânica**

#### **3.5.1. Ensaio de Permeabilidade**

É evidente que a permeabilidade de um maciço terroso é diferente de um maciço rochoso já que um é possui mais vazios do que o outro. No caso das rochas o escoamento de água ocorre devido a existências de diaclases e descontinuidades. As descontinuidades, que dependendo do tamanho de sua abertura, apresenta um grau de escoamento em maior velocidade e por causa disso seria interessante fazer ensaios tridimensionais para avaliar o comportamento hidráulico nesses maciços [9].

Entretanto a realização de ensaios tridimensionais não é fácil e por esse motivo é realizado apenas uma estimativa dos valores mais próximos da permeabilidade. Essa estimativa pode ser feita através de métodos empíricos como o ensaio de Lugeon [8][9].

O ensaio de Lugeon é um ensaio realizado “*in situ*” específico para maciços rochosos, é um ensaio de execução relativamente simples, com equipamentos correntes e de rápida execução. Permite avaliar a possibilidade de circulação da água e se é necessário fazer a impermeabilização dos maciços (e se for o caso, determinar a quantidade de calda de cimento a ser utilizada). É muito utilizado em barragens e obras subterrâneas [9].

O ensaio consiste na injeção de água sob pressão a uma taxa constante em um determinado trecho isolados de um furo de sondagem, da qual se faz a medição da absorção de água que percola para dentro do maciço em um determinado período. São feitos sempre em sequências de pressões crescentes ou decrescentes e os valores obtidos são expressos em unidades Lugeon, que representa a absorção de um litro de água, por minuto, por metro de furo injetado [9].

O ensaio deve ser executado conforme o avanço do furo, em diversos treços conforme a permeabilidade do maciço e a capacidade da bomba de injeção (treços entre três ou cinco metros de comprimento). Ao se realizar os ensaios for utilizado obturador simples o ensaio deve ser executado no fundo do furo, se for um obturador duplos é indiferente já que qualquer trecho de furo pode ser isolado (Figura 20) [9].

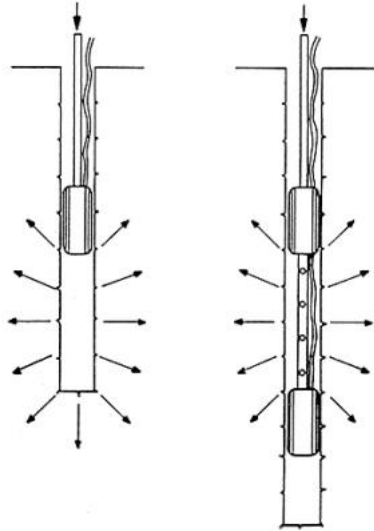


Figura 20 – Ensaio de Lugeon e obturador simples [9]

Sua execução é feita ao se introduzir os obturadores no interior do furo, nele está conectado uma mangueira e um tubo pequeno tubo conectado a um manômetro. O manômetro tem a função de registrar a pressão da água, já a quantidade de água que penetra no furo é registrada ou por um contador ou pode ser medida através do nível de água presente em um dado reservatório cuja as medidas devem ser de conhecimento do técnico a executar o ensaio [9][10].

Os valores de Lugeon variam conforme a pressão da água muda ao longo do ensaio. Em resumo os valores de Lugeon vão se expandindo conforme o avanço do teste. Ao contrário da desobstrução, a colmatagem é resultante quando os valores de Lugeon vai gradualmente caindo ao longo do ensaio, isso significa que a pressão da água está a resultar nos arrastamentos dos matérias pulverulentos da descontinuidade, ou seja, logo quando a injeção da água sob pressão resulta em um acumulo de detritos progressiva das descontinuidades devido ao arrastamento do material, isso faz com que as descontinuidades sejam obstruídas. Por fim os valores de Lugeon na colmatagem vão diminuindo conforme o avanço do ensaio [8][9][10].

### 3.5.2. Ensaio de Deformabilidade

É importante conhecer a deformabilidade de um maciço rochoso pois seu comportamento está diretamente ligado aos deslocamentos que ocorrem no maciço rochoso. Esse conhecimento é de extrema importância quando se pretende construir grandes obras (barragens, pontes, galerias subterrâneas) [9].

O ensaio de placa (Figura 21) é feito ao se aplicar uma força em uma placa rígida na região em que se pretende realizar o ensaio, observando, então, o deslocamento resultante a partir da força, todavia os deslocamentos obtidos são relativamente baixos em rochas. Uma alternativa é usar macacos hidráulicos com intuito de aplicar maiores pressões nas paredes de um dos lados das galerias ou poços de prospecção, enquanto o outro lado da parede tem a função de ser um elemento de reação ao sistema de aplicação das cargas. Vale ressaltar que a área do contato da placa é proporcional a área do maciço rochoso, logo teremos um volume mais representativo do terreno por trás desta área, apresentando resultados mais evidentes [9].

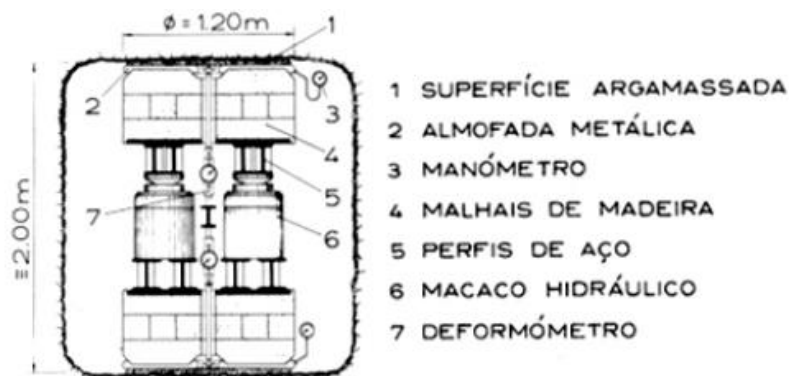


Figura 21 - Esquema para ensaio de placa com carga[9]

Há ainda um método muito utilizado, o Large Flat Jack (LFJ), se trata de um ensaio realizado “*in situ*” e permite ensaiar grandes volumes de um maciço rochoso. Esse ensaio consiste em abrir uma fenda com um metro e cinquenta centímetros de profundidade no maciço rochoso com ajuda de uma serra circular, geralmente um disco diamantado com cerca de um metro de diâmetro, permitindo inserir um macaco plano e de grande área e em seu interior possui defômetros. Enquanto o macaco exerce pressão nas paredes do maciço, o defômetro recolhe as informações do deslocamento [9][10].

O ensaio LFJ baseia-se em realizar no mínimo 3 ciclos de carga e descarga até que seja atingido as pressões máximas de forma crescente. Ao se iniciar o ensaio para garantir que os macacos estejam totalmente encostados na superfície da parede ensaiada exerce-se uma pressão inicial de 0,05 Mpa. Ao final do ensaio deve-se realizar um ciclo com carga máxima por um período de tempo maior que uma hora, isso se faz para que seja analisado os parâmetros de fluência. A análise dos resultados não é feita de forma

direta, já que o início da abertura da fenda e sua propagação depende da pressão aplicada, das tensões “*in situ*” e da resistência a tração [9][11].

Independente de qual método escolhido, o ensaio deve ser realizado em galerias ou poços de prospecção, além disso o técnico precisa preparar as superfícies que vão receber as pressões para que não ocorra erros grotescos devido a irregularidade da superfície ensaiada. Esse tipo de ensaio apenas é recomendando para obras realmente importantes e apenas após ser feita a correta definição das características geotécnica, pois o processo de preparação e o próprio ensaios são bastante demorados e possui elevado custo [9][10][11].

Há métodos que foram desenvolvidos para que se use os furos de sondagem realizados ao se executar a prospecção mecânica do maciço, por exemplo o método que foi desenvolvido pelo LNEC, o dialómetro BHD (Figura 22). Este método é composto por uma camisa cilíndrica de borracha e por um sistema elétrico de medição de deformação.[9]. O processo é feito ao se introduzir água sob uma determinada pressão no espaço entre as superfícies exterior do cilindro e interior da camisa, com isso obtém-se uma deformação, assim o dialómetro exerce uma pressão radial  $P$  permitindo os transdutores extrair os resultados [9][11].

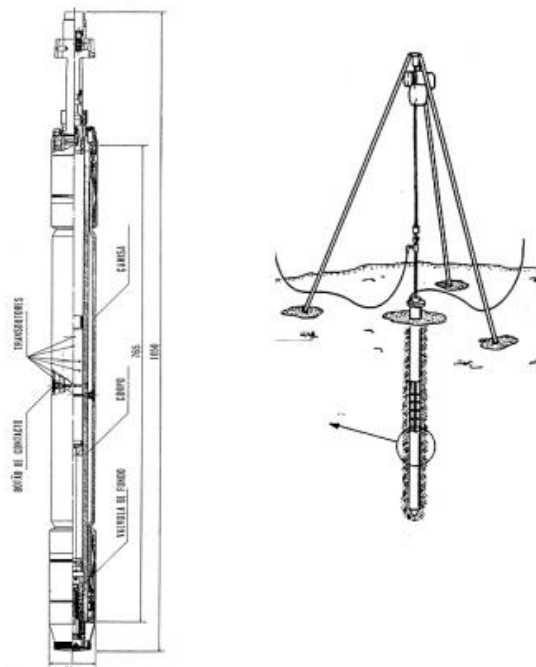


Figura 22 - Dilatómetro BHD desenvolvido pelo LNEC [9]

A vantagem de se usar o ensaio dilatométrico é que ele possibilita realizar os ensaios em locais cujo acesso não é tão fácil, todavia os valores obtidos a partir desses ensaios não é tão bom quanto os valores obtidos em outros ensaios, sendo assim faz-se uma correlação dos valores obtidos ao se usar esse método com os valores obtidos de outros métodos [9][11].

### 3.5.3. Ensaio de Deslizamento ou de Corte

Os ensaios de deslizamentos ou de corte (Figura 23) é necessário quando se pretende determinar a resistência ao corte de um maciço rochoso, apenas são feitas quando se pretende realizar obras especiais (barragens, obras subterrâneas, pontes). Pois é necessário o conhecimento das características de resistência ao corte dos maciços rochosos. As descontinuidades influenciam fortemente quando um maciço é composto por rochas de boa qualidade, ao contrário de quando o maciço rochoso é composto por rochas com resistência relativamente baixa [12].

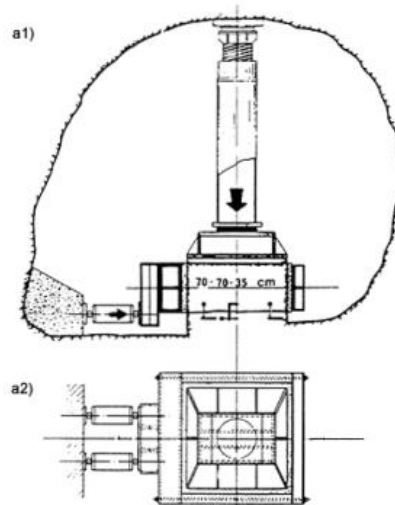


Figura 23 – Esquema do ensaio de deslizamento, a1) vista em corte; a2) vista em planta [9]

O conhecimento da composição desses maciços é importante pois se constituída por rochas brandas, seu ensaio pode ser realizado em laboratórios, entretanto, como dito acima, em projetos especiais é importante que se realize esses ensaios “*in situ*”. Pois é necessário obter uma avaliação minuciosa da influência em que as descontinuidades exercem na resistência das fundações [12].

### 3.5.4. Ensaio para Caracterização do Estado de Tensão

Os ensaios para determinação do estado de tensão em maciços rochosos são imprescindíveis para grandes projetos de obras subterrâneas. É importante pois o maciço subjacente exerce uma pressão litostática o que afeta diretamente o estado de tensão “*in situ*” do maciço rochosos, isso acontece quando analisado em grandes profundidades. Em condições superficiais o estado de tensão “*in situ*” é diretamente afetado pelas condições que se encontram a superfície do terreno, além disso fatores como escavações subterrâneas próximos a obra ou quando possui força introduzidas tectonicamente também interfere no estado de tensão [12].

É importante salientar que a determinação das tensões, por possuir elevado custo, são feitas em um número limitado de locais. Os métodos utilizados para determinar as tensões “*in situ*” nos maciços rochosos foram desenvolvidos pelo LNEC e são separados em dois grupos: os métodos baseados na fraturação do maciço e métodos baseados na liberação de tensões [9][12].

A primeira metodologia baseia-se em um macaco plano de pequena área, o Small Flat Jack (SFJ). O SFJ (Figura 24) é utilizado quando é possível acessar o local de medição do maciço rochoso, onde se faz uma abertura de fendas na superfície da parede em que se pretende realizar o ensaio, as fendas são abertas com uma serra cilíndrica, geralmente diamantada. O macaco plano libera uma pressão uniforme no interior da fenda, esse é um ensaio que permite obter a componente normal do estado de tensão na direção normal a fenda, geralmente faz-se quatro rasgos com inclinação de quarenta e cinco graus [9][12].

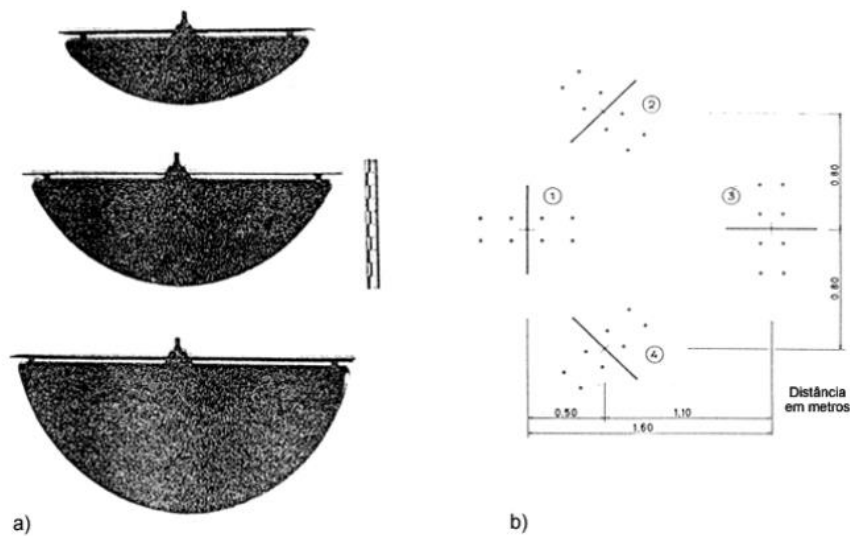


Figura 24 - a) SFJ com diversas dimensões; b) Esquema com roseta de rasgos e pontos de medição [9]

A segunda metodologia baseia-se em ensaios de sobrecarotagem na qual se usa um defómetro tridimensional (Figura 25), o Stress Tensor Tube (STT), que é constituído de um cilindro plástico com extensómetros elétricos, total de dez. Esse ensaio provoca uma liberação do estado de tensão e obtém uma variação nas deformações que são registradas pelo extensómetro. Normalmente é utilizado quando se pretende determinar todas as componentes do tensor das tensões em um determinado ponto no interior do maciço rochoso, isso se faz através da técnica de sobrecarotagem. Se o tarolo que contém o defómetro for recuperado, é possível realizar ainda um ensaio biaxial com o intuito de obter valores da constante elástica e então pode-se usar um modelo matemático para se obter valores mais prováveis do estado de tensão do maciço rochoso [9][12].

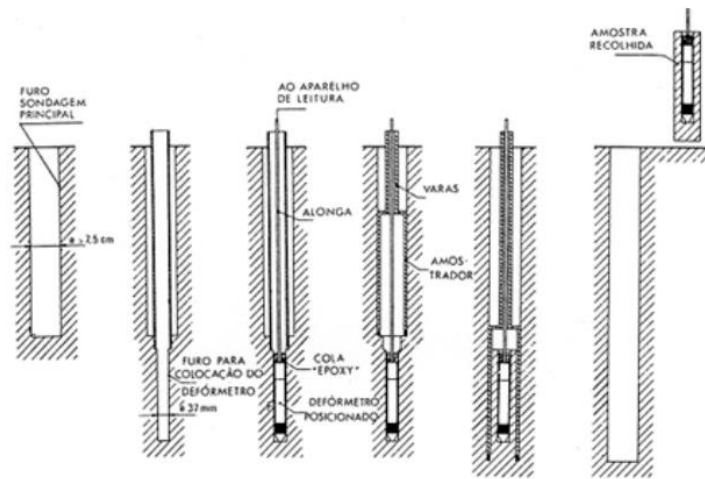


Figura 25 - Defómetro tridimensional (STT) [9]

### 3.6. Considerações Finais

É importante realizar corretamente as prospecções mecânicas, sendo que, através delas, é possível a ação de boa parte dos ensaios, através das galerias, poços, sondagens. Cada passo da caracterização geotécnica é relevante, pois em cada uma, são definidos os diferentes tipos de parâmetros. Também mostrou-se possível a ação de correlações entre ensaios e métodos, garantindo valores mais fiáveis.

É de suma importância fazer ensaios seja eles “*in situ*” ou em laboratórios para que se faça o reconhecimento geológico dos maciços rochosos. Como visto há inúmeros tipos de ensaios que pode ser realizado para determinação dos parâmetros de acordo com a necessidade de cada projeto, variando entre ensaios destrutivos e não destrutivos.



## **4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MACIÇO ROCHOSOS**

### **4.1. Considerações Iniciais**

No presente capítulo, o ensaio Esclerómetro e o Point Load Teste serão discutidos com maior pormenor. O Esclerómetro trata-se de um ensaio não destrutivo do material a ser utilizado, é realizado “*in situ*”, mas também pode ser usado em laboratório para caracterizar amostras colhidas em campo. No início, ele foi desenvolvido para ensaiar superfícies de concreto, passando a ser usado em superfície de maciço rochoso devido ao grande número de obras civis.

O Point Load Test trata-se de um ensaio destrutivo das amostras recolhidas em campo, é um ensaio laboratorial que tem objetivo a determinação expedita da resistência à compressão puntiforme.

### **4.2. Ensaio do Esclerómetro**

Como vislumbrado nos capítulos anteriores, é notório a importância dos ensaios “*in situ*” para o conhecimento geotécnico dos maciços rochosos, pois com a realização desses ensaios é que se torna possível tomar conhecimento da situação em que o maciço se encontra, além de estar ciente dos parâmetros relevantes para projetar uma obra, como: a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade, estado de tensões, entre muitos outros.

O estado de alteração da rocha intervém na resistência ao corte de um dado maciço rochoso, vale ressaltar que a uma diferença entre a resistência da superfície de descontinuidade das rochas comparadas com a resistência no interior dos Maciços, pois ambas podem apresentar valores distintos.

Todavia os ensaios de resistência das camadas finas próximas as superfícies de descontinuidades só poderão ser feitas caso sejam correlacionadas com a resistência a compressão simples, ou seja, ao fazer os ensaios de resistência de uma zona de descontinuidade – uma vez que esta afeta rigorosamente a resistência ao corte – deve-se correlacionar os valores obtidos aos valores de um ensaio de resistência a compressão simples, como por exemplo o Esclerómetro (Figura 26).



Figura 26 – Esclerómetro tipo L

#### 4.2.1. Características do Esclerómetro Tipo L e N

O Esclerómetro também é conhecido como martelo de Schmidt ou Schmidt Hammer Test, o aparelho foi desenvolvido em 1948 para ensaios não destrutivos da dureza do concreto, (posteriormente passou a ser usado para determinar a resistências dos maciços rochosos), ao aplicar uma determinada energia à superfície do material a ser ensaiado, gera uma reação proporcional à sua dureza.

Há Esclerómetro com diferentes níveis de energia de impacto, no entanto os modelos mais utilizados são os de tipo N com energia de impacto de 10 a 70 N/mm<sup>2</sup>, como possui mais energia é menos sensível e do tipo L com energia de impacto de 0,735 N/mm<sup>2</sup>, que com sua baixa energia é mais sensível comparada ao tipo N.

Geralmente o de tipo N é mais utilizado para ensaios de resistência em concreto, enquanto que o de tipo L é mais utilizado em maciços rochosos [6]. O Esclerómetro é composto por uma massa molar que é liberada contra um embolo toda vez que o aparelho é pressionado contra a superfície rochosa, o embolo recua ao atingir a o material de ensaio obtendo assim o valor de rebote que é medido através de um ponteiro deslizante ou eletrônico [15].

#### 4.2.2. Normas

Os ensaios que seriam realizados pelo laboratório de geotecnia da ESTiG-IPB, seguiriam a norma ASTM D5873, entretanto, como já refiro, devido ao estado de contingência do COVID 19, não foi possível realizar ensaios de caracterização em

maciços rochosos típicos da região. Assim, a seguir um breve recorde acerca da norma ASTM D5873.

De acordo com a norma ASTM D5873, Esclerómetro com energia de impacto superior a 0,735 N\*m tendem a quebrar a rocha e por isso não é recomendado; rochas com temperatura a 0° C ou menos podem exibir valores muito altos; a direção do impacto na hora do ensaio deve ser sempre a mesma, para que se possa fazer comparações entre os resultados.

Deve-se verificar o valor da calibração antes de realizar o teste. A calibração faz-se com uma bigorna de calibração, num intervalo de a cada 12 meses ou sempre que houver motivos para questionar sua operação. Faz-se 10 leituras com o Esclerómetro, as leituras devem estar dentro da faixa de leituras fornecidas pelo fabricante.

Ao se efetuar o ensaio “*in situ*”, o embolo do Esclerómetro deve atingir perpendicularmente a superfície da rochosa, entretanto deve-se corrigir a posição do Esclerómetro nas curvas de correção fornecidas pelo fabricante (Figura 27).

Deve ser realizados um total de dez ensaios, faz-se a média das dez leituras, deve ser eliminado as leituras que diferem da média, com o resultado da medias das leituras usa-se um ábaco (fornecido pelo fabricante) para corrigir os resultados para uma posição horizontal ou perpendicular.

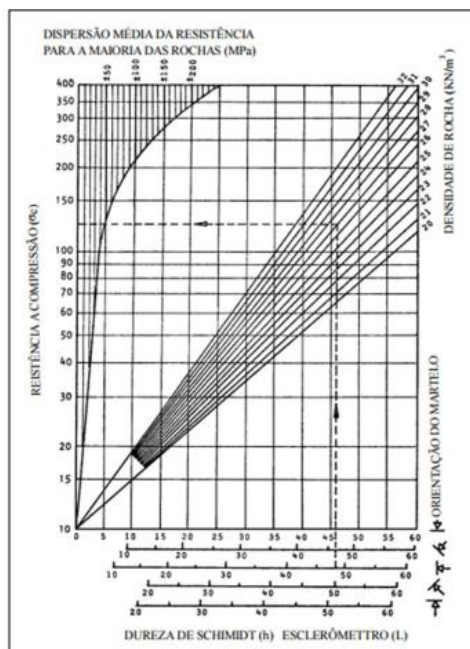


Figura 27 – Ábaco de correlação para Esclerómetro [11]

### 4.2.3. Principais Procedimentos

Abaixo, um breve recorte de como deve ser realizado o procedimento do ensaio com o Esclerómetro:

- i. Deve atentar-se para a direção do impacto na hora de se realizar os ensaios;
- ii. Antes da realização dos ensaios deve usar a pedra esmeril para polir a superfície a ser testada;
- iii. Posicionar o Esclerómetro de forma que o embolo esteja perpendicular à superfície de teste;
- iv. Efetue o disparo empurrando o Esclerómetro contra a superfície de teste, a figura 28 mostra como o Esclerómetro libera a energia de impacto;
- v. Nos modelos de Esclerómetro tipo L e N o embolo de impacto pode ser travado, basta que se pressione o botão de trava;
- vi. Registrar a altura do rebote do embolo até o número inteiro mais próximo

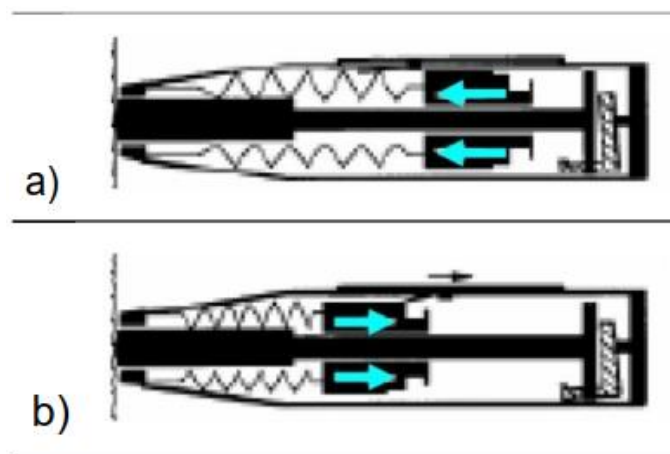


Figura 28 - a) Energia liberada para o impacto. b) Energia liberada após impacto [17]

A avaliação é feita da seguinte forma:

- ♦ Na Europa a norma ASTM D5873 refere que deve eliminar as leituras que diferem da média das dez leituras realizadas;
- ♦ Com o valor da média dos resultados deve ir-se ao ábaco, na curva de conversão que se encaixa ao ensaio e obtem-se a leitura da resistência a compressão média, geralmente os fabricantes fornecem estes ábacos (o ábaco está apresentado nas normas e exemplos presentes neste capítulo);

Para o uso correto o instrumento é importante que o embolo do Esclerómetro sempre esteja perpendicular à superfície ensaiada, para que se evite o deslizamento da ponta do embolo, pois se isso ocorre obtém-se variações nas leituras. Quando colocado em distintas direções da horizontal os resultados sofrem ação gravitacional e por isso devem ser normalizados por meio das curvas de correção fornecidas pelo fabricante do equipamento ou estipuladas pela norma, as correções das orientações se fazem através do ábaco de Miller.

#### **4.2.4. Vantagens e Desvantagens**

As vantagens do uso do Esclerómetro é a utilização de um método não destrutivo, isto é, não é necessário a extração de corpo de prova, já que podem ser feitas no local, tem maior segurança, pois não afeta a estrutura existente, é vantajoso economicamente, já que não é necessária a extração do corpo de provas para além de se tratar de uma técnica rápida, silenciosa e limpa.

As desvantagens dar-se-ão pela exigência de um profissional qualificado para uma realização com presteza; em alguns casos de ensaios de concreto é necessário refazer o acabamento do elemento estrutural.

#### **4.2.5. Exemplos**

Conforme as limitações devido ao estado de contingência causado pela situação de pandêmica na altura de realização deste trabalho, não foi possível a realização de um estudo específico para a presente dissertação, todavia apresenta-se aqui um estudo de arte com alguns ensaios já realizado por outros autores.

O objetivo desse estudo é apenas expor alguns casos que utilizaram o aparelho Esclerómetro, explicando de forma geral como foi seu procedimento e apresentando seus resultados.

O primeiro estudo refere-se sobre o ensaio de avaliação mecânica, este foi feito em amostras de sete tipos de rochas diferentes: Maresha, Calcário, Cordoba-Cream, Arenito Berea, Clcário Indiana, Mármore Carrara, Sienito Gevanum e Granito Mt Scott.

Estas foram submetidas aos dez impactos individuais, conforme as exigências da norma, e com isso foram feitas correlações empíricas entre o Esclerómetro e as

propriedades mecânicas de cada rocha a partir dos ábacos apresentados nas figuras 29, 30 e 31

O autor fez uso das seguintes equações, com o intuito de fazer as tais correlações e construção dos ábacos em função do modulo de Young E (GPa – Expressão 14), da resistência à compressão uniaxial U (Mpa – Expressão 15) e da densidade D (Kg – Expressão 16):

$$\ln(E) = -8,967 + 3,091 * \ln(HR) \pm 0,101 \rightarrow R^2 = 0,994 \quad (14)$$

$$\ln(U) = 0,792 + 0,067 * (HR) \pm 0,231 \rightarrow R^2 = 0,964 \quad (15)$$

$$D = -2874 + 1308 * \ln(HR) \pm 164 \rightarrow R^2 = 0,913 \quad (16)$$

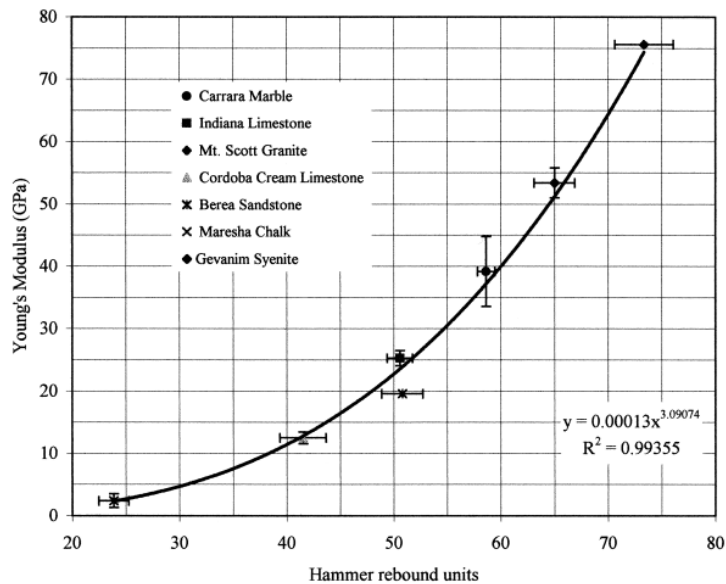


Figura 29 - Relações empíricas entre os valores de rebote do martelo e o módulo de Young medido [15]

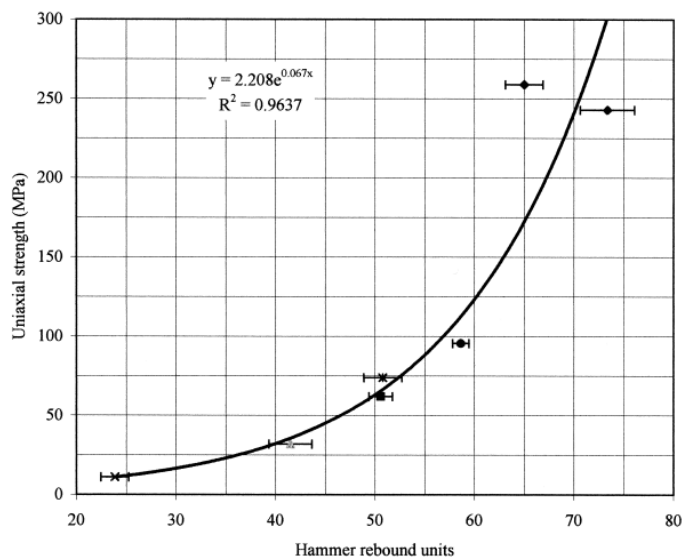


Figura 30 - Relações empíricas entre os valores de rebote do martelo e a resistência à compressão uniaxial medida [15]

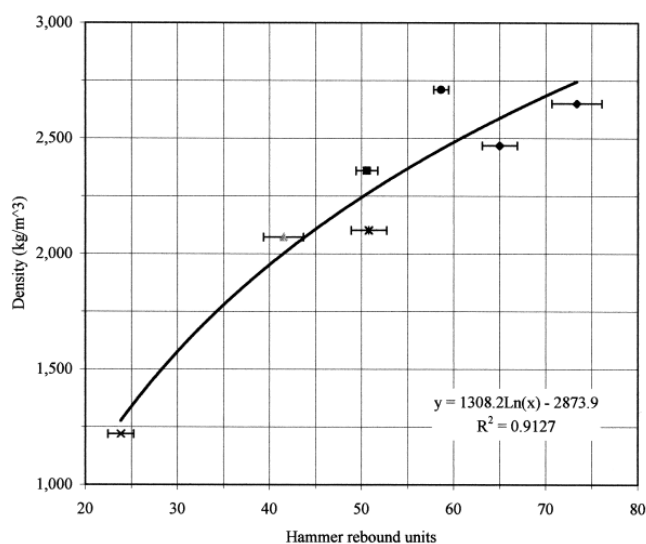


Figura 31 - Relações empíricas entre os valores de rebote do martelo e a densidade seca medida [15]

O autor concluiu que as correlações empíricas feitas com as leituras obtidas pelo equipamento de ensaio e com os valores medidos em laboratórios do módulo de Young, força uniaxial e densidade seca, podem ser usados como forma de determinar as propriedades mecânicas do maciço rochoso.

Para o segundo estudo refere-se a um ensaio realizado no Brasil da qual o autor usa o Esclerómetro para determinar a resistência geomecânica de cavidades naturais subterrâneas. O estudo deste foi feito em cavidades naturais subterrâneas, nas minas de

N4EN e N4WS que estão localizadas no município de Parauapebas no estado do Para no Brasil.

O autor deste estudo usou a metodologia de ensaio da IRSM 1978. O ensaio foi realizado no local sem extração de amostras segundo os procedimentos da norma. Considera-se a dureza da superfície ensaiada, da qual o autor obteve o valor de recuperação do Esclerómetro (R) através da expressão 17:

$$R = \sqrt{\frac{h}{H}} \quad (17)$$

Sendo,

h – Altura do ressalto;

H – Altura da queda;

R – Valor de recuperação;

O autor fez um reconhecimento de campo, da qual lhe permitiu descrever as litologias “*in situ*” e determinar as falhas e orientações estruturais. Fez um tratamento estatístico a partir dos valores obtidos pelo ensaio, através do método médio ISRM.

O método médio ISRM diz que se deve realizar vinte medições em cada superfície ensaiada; após obter dez medidas seguidas, quando não há variações maior que duas unidades deve-se parar as medições. Calcula-se a média, o valor da média em cada superfície está apresentado no ábaco de Miller (Figura 32).

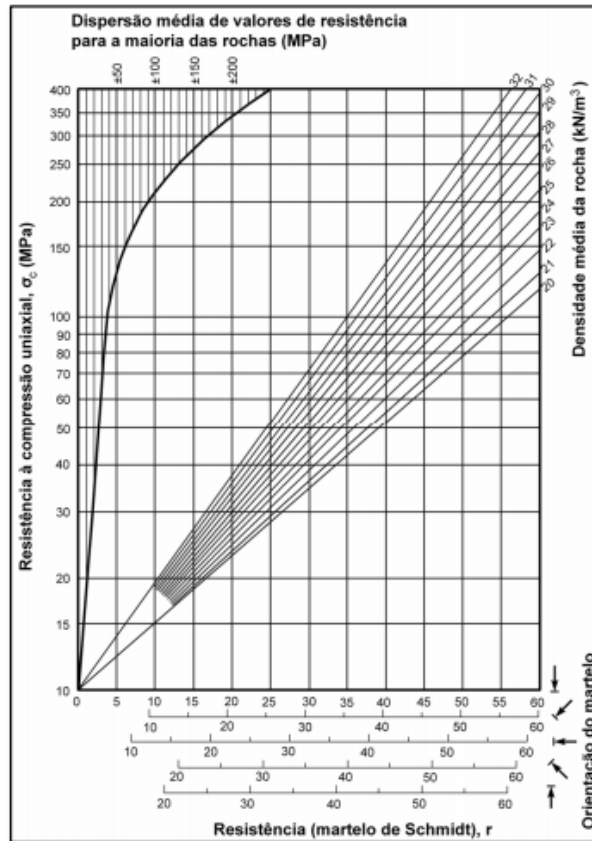


Figura 32 – Ábaco de Miller [17]

O abaco de Miller relaciona o valor da resistência obtido em campo com a densidade. Foi plotado o valor da resistência  $r$ , conforme a orientação do Esclerómetro e com as densidades da rocha (Tabela 25), chegando ao valor de UCS - Resistência à Compressão Uniaxial ( $\sigma_c$ ), de todos os pontos que foram ensaiados. Os resultados estão apresentados na tabela 26, que também mostra a média do valor de recuperação do Esclerómetro ( $R$ ) para cada litotipo.

Tabela 25 - Valor da densidade da mina N4 [17]

Litotipos	Nº de Amostras	Densidade Natural ( $\text{t/m}^3$ )	Desvio	Umidade (%)	Densidade Seca ( $\text{t/m}^3$ )	Fe (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	P (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Mn (%)	Método *	N4W - Audit 2008		N4E - Audit 2008	
												Nº de Amostras	Dens_N ( $\text{t/m}^3$ )	Nº de Amostras	Dens_N ( $\text{t/m}^3$ )
HC Hemalita Compacta	36	3.81	0.35	1.17	3.86	67.15	1.47	0.014	0.49	0.16	BH/DV	0	3.37	11	3.59
HF Hemalita Friável	283	3.17	0.27	6.92	2.94	67.45	1.17	0.012	0.65	0.22	PV/FA	74	3.16	0	3.42
HMN Hemalita Manganésifera	19	3.15	0.42	7.10	2.93	59.91	1.84	0.019	1.27	5.48	PV			2	3.09
FMN Ferro Manganês	8	3.18	0.27	3.88	3.07	46.45	1.60	0.023	0.70	15.92	PV/DV	0	2.53	0	2.53
JP Jaspelito	62	3.27	0.30	0.33	3.26	46.41	29.18	0.013	1.21	0.19	DV/PV/BH	0	3.22	0	3.29
MD Máfica Decomposta	211	1.88	0.14	22.02	1.47	17.40	34.96	0.061	25.48	0.46	PV/DV	0	1.88	33	1.54
MSD Máfica Semi-Decomposta	25	2.35	0.30								DV	0	2.21	5	2.30
MS Máfica Sã	156	2.62	0.15	0.10	2.62						DV	0	2.55	11	2.55
CE Canga Estrutural	20	3.22	0.31	3.47	3.11	65.69	1.04	0.079	1.99	0.04	DV	0	2.97	3	2.97
CO Canga Química	9	2.34	0.24	9.21	2.13	43.35	0.55	0.170	20.95	0.05	DV/FA/PV/BH	0	2.62	4	2.50
AT Aterro <sup>1</sup>	0	1.91													
<b>Total</b>	<b>829</b>											<b>74</b>		<b>69</b>	

Tabela 26 – Resultados de UCS e a média do ricochete do Esclerómetro [17]

Cavidade	Ponto	Litologia	HR Média	$\sigma_c$ (MPa)
N4E-0026	Ponto 1	Canga detrítica	59,2	120
N4E-0026	Ponto 2	Canga detrítica	61,4	130
N4E-0026	Ponto 3	Formação Ferrífera Bandada	55,5	200
N4E-0026	Ponto 4	Canga detrítica	36,4	36
N4E-0026	Ponto 5	Formação Ferrífera Bandada	45,7	148,5
N4E-0026	Ponto 6	Canga estruturada	40,1	85
N4E-0026	Ponto 7	Formação Ferrífera Bandada	31,1	39,9
N4E-0026	Ponto 8	Canga estruturada	37,5	62

Ao fazer o tratamento dos dados através do método médio ISRM, o autor fez distinção dos Liotipos, de acordo com os valores de resistência apresentados na figura 30. A figura 33 mostra quais gráficos foram separados por Liotipos apresentando valores da média geral da resistência obtida através do ábaco de Miller.

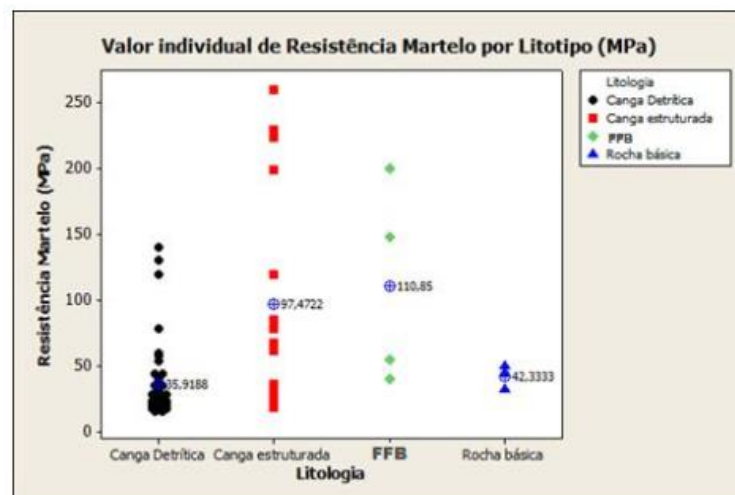


Figura 33 – Valor de R por liotipo

Com isso o autor concluir que com o Esclerómetro é possível avaliar a resistência dos liotipos presentes nas cavidades naturais, no local em que se pretende realizar o ensaio e sem que seja preciso destruí-la. Ao se fazer isso foi possível contribuir para complementar a base de dados geotécnicos das cavidades naturais subterrâneas e assim obter maior esclarecimento dos parâmetros de resistência das cavidades naturais.

O terceiro estudo refere-se sobre o uso do Esclerómetro na massa rochosa característica em rocha sedimentar na mina de Carvão Tutupan, localizado na Indonésia.

Em pesquisas anteriores observou-se que o valor de R para argila varia entre 10 e 38,6 MPa e para o arenito que varia entre 10 e 44,77 MPa, como mostra a tabela 27.

Tabela 27 – Resultados de R do Esclerómetro [22]

No	Lithology	Country	Schmidt hammer 'R'	researchers
1	Mudstone	Jepang	10.5 – 32	Hayakawa & Matsukara (2003)
2	Mudstone	Ankara, Turkey	27.1 – 38.6	Gokceogal & Aksoy (2000)
3	Mudstone	Kaikoura, New Zealand	32 – 35	Stephenson & Kirk (2000)
4	Mudstone	Tutupan, Indonesia	10 – 26	Saptono & Kramadibrata
5	Sandstone	Ankara, Turkey	18.3 – 33.6	Gokceogal & Aksoy (2000)
7	Sandstone	South East, Jordan	41 – 44.7	Goudie, et al (2002)
8	Sandstone	Tutupan, Indonesia	10 – 28	Saptono & Kramadibrata

Os pesquisadores anteriores, também, forneceram a equação empírica da correlação entre a resistência à compressão uniaxial e rebote do Esclerómetro (Tabela 28). Com isso a equação empírica propostas para estimar a resistência à compressão uniaxial - UCS para rocha fraca nos estratos portadores de carvão na formação Warukin é designado pela expressão 18:

$$UCS = 0,308 * R^{1,327} \quad (18)$$

Onde:

UCS – Resistencia à compressão uniaxial;

R – Valor de recuperação do Esclerómetro.

Tabela 28 - Correlação da equação proposta entre o valor de recuperação do Esclerómetro e a resistência à compressão uniaxial [22]

Equation	R <sup>2</sup>	Researcher	Lithology
$UCS = 6.9 \times 10^{[0.0087R + 0.16]}$	0.94	Deere & Miller (1966)	varied
$UCS = 6.9 \times 10^{[1.348 \log(\gamma R) - 1.325]}$	-	Aufmuth (1973)	varied
$UCS = 0.447 \exp^{[0.045(R + 3.5) + \gamma]}$	-	Kidybinski (1980)	coal, shale, mudstone
$UCS = 0.308 R^{1.327}$	0.90	Saptono & Kramadibrata	sandstone, mudstone
$UCS = 2R$	0.72	Singh et al (1983)	sandstone, mudstone
$UCS = 2.75R - 36.83$	-	Dincer et al (2004)	Andesite, basalt, tuff
$UCS = 702R - 1104$	0.77	O'Rourke (1989)	sandstone

Com isso o autor conclui que o Esclerómetro desempenha um papel muito importante na determinação da resistência da rocha fraca, sendo rápido, fácil e preciso.

Onde o autor fez menção de uma equação empírica funcional da relação entre a resistência à compressão uniaxial e o rebote do Esclerómetro.

Segundo o autor o objetivo desta pesquisa seria para substituir o martelo geológico qualitativo em rochas sedimentares em estratos contendo carvão na Formação Warukin.

#### 4.3. Ensaio do Point Load Test

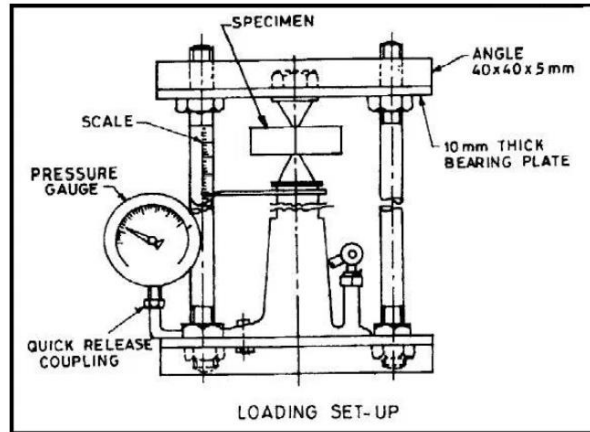
Assim como o ensaio do Esclerómetro que é frequentemente realizado “*in situ*”, os ensaios laboratoriais também são importantes para a determinação de alguns parâmetros de um Maciço Rochoso. Será abordado nesse capítulo, especificamente, o ensaio de carga pontual ou, também conhecido como, Point Load Test (Figura 34). O Point Load Test é um ensaio importante na aplicação de sistemas empíricos, geralmente os resultados desse ensaio são correlacionáveis com a resistência à compressão uniaxial do maciço.

O Point Load Test foi criado no início dos anos 70 no Imperial College na cidade de Londres. O aparelho consiste em uma pequena bomba hidráulica e aríete, com uma estrutura que pode ser ajustada de acordo com o tamanho da amostra. No seu interior está localizado placas pontiagudas. Seu principal objetivo é determinar a resistência a compressão simples a partir de amostras colhidas do material que se pretende ensaiar, como por exemplo de um Maciço Rochoso. A figura 35 apresenta um esquema do Point Load Test.



Figura 34 – Point Load Test [6]

Figura 35 – Esquema do Point Load Test



#### 4.3.1. Normas

Trata-se de um teste onde submete uma amostra de um maciço rochoso a uma carga cada vez mais elevada até que a amostra se rompe. O teste de resistência à carga pontual é utilizado como teste de índice para classificação da resistência de materiais rochosos e se necessário o índice de anisotropia da força de carga pontual.

Segundo a norma, as amostras de rochas podem ter a forma de cilindros e blocos cortados (sendo necessário pelo menos dez amostras desse tipo), ou pedaços irregulares (sendo necessário pelo menos vinte amostras desse tipo). Essas amostras são testadas através da aplicação de carga concentrada por um par de placas cônicas truncadas. A amostra não precisa ser preparada.

Se a rocha for isotrópica ou heterogênea pode ser necessário uma amostra maior.

As amostras devem ser agrupadas com base no tipo de rocha, na direção do teste se a rocha é anisotrópica e na força estimada.

O diâmetro externo da amostra não deve ser inferior a 30 mm e nem superior a 85 mm; além disso os lados das amostras devem estar livres de irregularidades abruptas para que não ocorra concentração nas tensões.

Deve-se determinar o teor de água da amostra, pois este pode afetar o valor da força da carga pontual.

A marcação da amostra deve ser feita como mostra a figura 36.

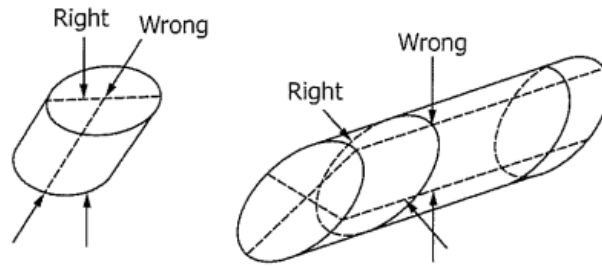


Figura 36 – Marcação da amostra

A orientação de teste desejada da amostra deve ser indicada pela linha de marcação na amostra. E deve-se medir a amostra em três locais diferentes e então calcular a média.

As amostras mais indicadas para testes diametral, são amostras cilíndricas com relação comprimento / diâmetro maior que um. Para teste axial usa-se amostras de núcleo com relação comprimento / diâmetro de 1/3 a 1.

Rochas anisotrópicas devem ser testadas em direções que proporcionem os maiores e menores valores de força, paralelos e normais aos planos de anisotropia.

O índice de carga pontual não corrigido é calculado pela expressão 19 a seguir:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2}, \text{ Mpa} \quad (19)$$

Onde:

P = carga de rotura, N,

D<sub>e</sub> = diâmetro equivalente do cilindro, mm, e é dado por:

D<sub>e</sub><sup>2</sup> = D<sup>2</sup> para ensaios com núcleo diametral sem penetração, mm<sup>2</sup> ou

D<sub>e</sub><sup>2</sup> = 4A / π para ensaios axiais, de bloqueio e de protuberância, mm<sup>2</sup>;

Onde:

A = WD = área mínima da seção transversal de um plano através dos pontos de contato da placa.

O índice de resistência à carga pontual corrigida, I<sub>s</sub> (D), é definido como o valor de I<sub>s</sub> que seria medido por um teste diametral com D = 50 mm. Quando é necessária uma classificação específica da rocha, o método mais confiável de obter I<sub>s</sub> (50) é realizando testes diametrais a D=50mm ou próximos a ele.

Se apenas um núcleo tem diâmetro diferente de 50 mm, a correção do tamanho é feita através da expressão 20:

$$I_s(50) = F * I_s \quad (20)$$

Onde F é o fator de correção que pode ser obtido através da equação 21:

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad (21)$$

Para testes próximos ao tamanho padrão de 50 mm, com apenas pequenos erros são corrigidos usando a equação 22:

$$F = \sqrt{\frac{D_e}{50}} \quad (22)$$

Para calcular o valor médio de  $I_s(50)$ , basta excluir os dois valores mais altos e os dois valores mais baixos e calculando a média dos valores que restam.

#### **4.3.2. Principais Procedimentos**

Segue os passos a realizar nos procedimentos do ensaio com o Point Load Test:

- i. Primeiro faz-se a medição da amostra, com o intuito de verificar se a amostra está nos limites de proporção comprimento/diâmetro superior a 1;
- ii. Faz-se uma marcação que especifique a orientação em que se deseja realizar o teste, que pode ser tanto longitudinal quanto perpendicular;
- iii. Deve-se fechar o valor do circuito hidráulico, definindo com zero a unidade de leitura digital;
- iv. Verificar se o cônico irá entrar em total contato com a amostra;
- v. Verificar se as unidades de leitura de digital estão a registrar uma pequena carga, aumentando o valor da carga constantemente, até que a amostra rompa;
- vi. Registrar o valor obtido através da leitura registrada no aparelho;

- vii. Repita o processo com a próxima amostra, até que se atinge um total de dez amostras.

### 4.3.3. Exemplos

Como a pesquisa não foi realizada pela situação já referida anteriormente um estudo de arte com alguns trabalhos já realizado é apresentado aqui, cujo objetivo é apresentar casos reais de uso do Point Load Test.

O primeiro estudo apresentado é o ensaio de carga pontual confinado axialmente. Para esse ensaio utilizou-se três tipos de amostras, que são de Mármore e Concreto. O Mármore Goharel foi extraído de uma pedreira na província de Lorestan; o mármore Sirjan foi extraído de uma pedreira na província de Kerman, no Irã; as amostras de concreto foram feitas em laboratório.

O autor usou um sistema de confinamento axial que consiste em uma estrutura de aço e um macaco hidráulico, que pode ser ajustado para ensaiar amostras de 6 a 18 cm; possui, também, um assento esférico (Figura 37). As amostras são colocadas entre o assento e o outro lado da estrutura de aço.



Figura 37 – Sistema de confinamento axial [19]

O autor utilizou-se de amostras de Goharel e Sirjan com dimensões de aproximadamente 20x15x12 cm<sup>3</sup>. Um cilindro de 54 mm de diâmetro foi obtido do mármore Goharel e 38 mm do mármore Sirjan; os núcleos foram cortados no comprimento duas vezes maior que seus diâmetros. As amostras de concreto foram feitas com 56 mm de diâmetro e moldado em formato cilíndrico.

O autor usou as normas ASTM D5731 para realizar o ensaio de resistência à compressão não-confinados. Foram ensaiados sete corpos de provas para cada tipo de rocha e para o concreto. Já os testes de Carga Pontual Confinados Axialmente foram realizados conforme a norma ISRM 1981.

O equipamento foi devidamente ajustado para manter a amostra fixa na estrutura de confinamento axial, aplicando uma carga constante até que a amostra se partiu. Os três tipos de espécies de amostras foram ensaiados com diferentes cargas de confinamento. Para o Mármore Goharel as cargas foram variadas entre quatro cargas: 0 kN, 5 kN, 20 kN e 40 kN. O mármore Sirjan foram alternadas entre seis cargas distintas: 0 kN, 2,5 kN, 5 kN, 10 kN, 20 kN e 30 kN; e as amostras de concreto receberam sete cargas distintas: (0 kN, 1 kN, 2,5 kN, 5 kN, 10 kN, 20 kN e 40 kN [19].

O resultado de resistência à compressão não confinada para as amostras de mármore Goharel foi de 141 MPa, os resultados são apresentados na tabela 29.

Tabela 29 – Resultado da resistência à compressão axial para as amostras de mármore Goharel [19].

$F_{axial}$ (kN)	$\sigma_{axial}$ (MPa)	$P$ (kN)	$\sigma_{axial}/$ UCS	$I_s$ (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	$I_{s(50)}/$ UCS
0	0.00	17.0	0.000	7.43	7.68	0.055
5	2.18	20.25	0.015	8.85	9.16	0.065
20	8.74	23.39	0.062	10.22	10.58	0.075
40	17.47	26.85	0.124	11.73	12.14	0.086

F axial - Carga axial;  $\sigma$  axial - Tensão axial; P - Carga pontual.

O resultado de resistência à compressão não confinada para a amostra de mármore Sirjan foi de 68,5 MPa, os resultados estão apresentados na tabela 30.

Tabela 30 – Resultado da resistência à compressão axial para as amostras de mármore Sirjan [19].

$F_{axial}$ (kN)	$\sigma_{axial}$ (MPa)	$P$ (kN)	$\sigma_{axial}/$ UCS	$I_s$ (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	$I_{s(50)}/$ UCS
0	0.00	4.68	0.000	4.24	3.72	0.054
2.5	2.26	5.72	0.033	5.18	4.55	0.066
5	4.53	6.60	0.066	5.98	5.25	0.077
10	9.06	7.67	0.132	6.95	6.10	0.089
20	18.12	9.34	0.265	8.46	7.43	0.108
30	27.18	10.5	0.397	9.55	8.39	0.122

F axial - Carga axial;  $\sigma$  axial - Tensão axial; P - Carga pontual.

O resultado de resistência à compressão não confinada para a amostra de concreto foi de 30,62 MPa, os resultados estão apresentados na tabela 31.

Tabela 31 - Resultado da resistência à compressão axial para as amostras de concreto [19]

$F_{axial}$ (kN)	$\sigma_{axial}$ (MPa)	$P$ (kN)	$\sigma_{axial}/$ UCS	$I_s$ (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	$I_{s(50)}/$ UCS
0	0.00	5.51	0.000	2.27	2.39	0.081
1	0.41	6.35	0.013	2.61	2.76	0.093
2.5	1.03	6.71	0.034	2.76	2.91	0.099
5	2.06	7.27	0.067	3.00	3.16	0.107
10	4.12	7.89	0.135	3.25	3.43	0.116
20	8.24	9.15	0.269	3.77	3.98	0.135
40	16.48	11.80	0.538	4.86	5.12	0.174

F axial - Carga axial;  $\sigma_{axial}$  - Tensão axial; P - Carga pontual.

O autor apresentou resultados através de alguns gráficos. O resultado da variação de  $I_s$  (50) com carga axial para os diferentes tipos de amostras estão apresentados na figura 38. Nota-se que as amostras tem aumento constante nos valores da resistência ( $I_s$ ) conforme as cargas axiais iam aumentando, sendo o mármore Goharel

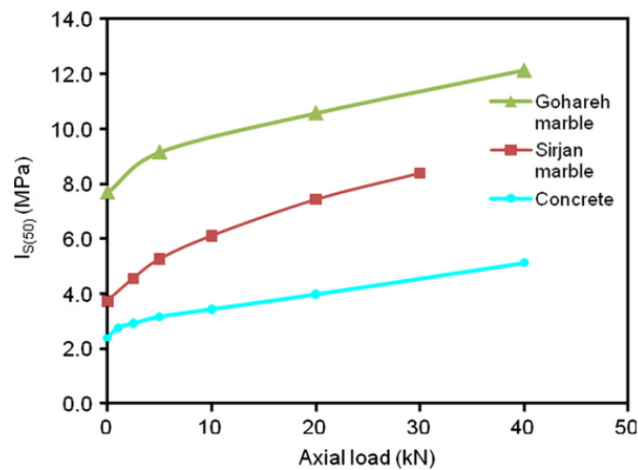


Figura 38 – Resultados das amostras [19]

A figura 39 apresenta os resultados para  $I_s$  (50) versus a tensão axial para todas os diferentes tipos de amostras. Sendo as amostras de mármore Goharel e de concreto apresentam tensões axiais máximas de 17 MPa, enquanto as amostras de mármore Sirjan apresentam tensões 27 MPa.

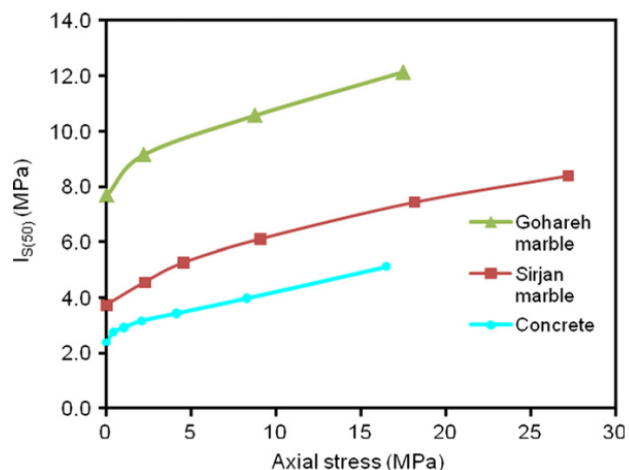


Figura 39 - Variação da resistência com a tensão axial [19]

A variação de  $I_s(50)$  com a razão de tensão axial para a resistência à compressão axial (UCS) está apresentando na figura 37. Nota-se no gráfico da figura 40 que as amostras de mármore Gohareh apresentam compressão axial máxima de 0,12. Enquanto as amostras de mármore Sirjan e concreto apresentam compressão axial máxima de 0,4 e 0,55, respectivamente.

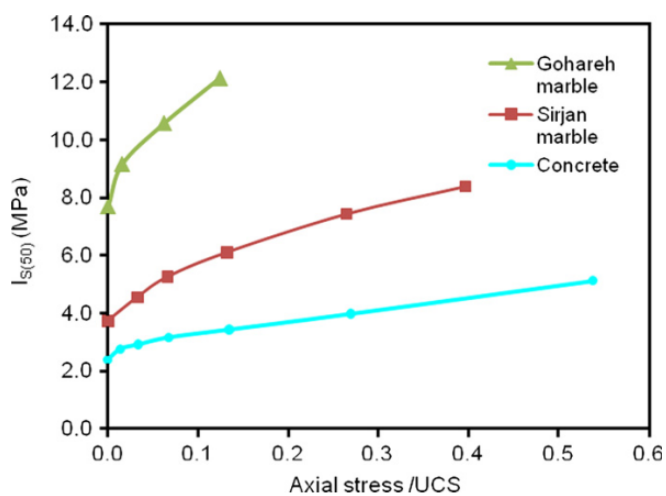


Figura 40 – Resultados da variação da resistência com a razão de tensão axial com a resistência à compressão axial UCS [19]

A variação da proporção de  $I_s(50)$  com razão de tensão axial para UCS é apresentado na figura 41. A curva pertencente as amostras de mármore Gohareh quase se sobrepôs à curva pertencente as amostras de mármore Sirjan.

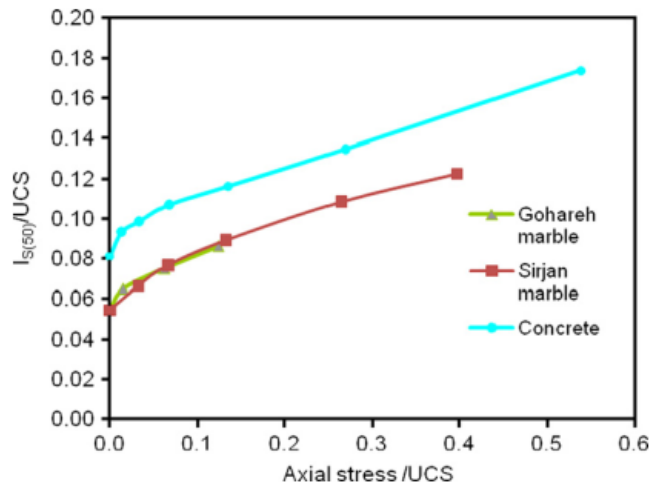


Figura 41 - Variação da razão de  $I_s(50)$  para UCS com a razão de tensão axial para UCS [19]

O autor concluiu que o motivo do aumento da resistência da carga pontual pelo aumento das tensões de confinamento, é que as tensões de confinamento axial agem em uma direção oposta às tensões de tração criadas pela carga de ponto ao longo do eixo longitudinal do corpo de prova. Logo, nota-se que os resultados obtidos neste estudo e as correlações propostas são válidos apenas até os níveis de tensão axial que os testes foram realizados

O segundo estudo sobre o ensaio de Carga Pontual foi realizado em Rochas Xistosas e sua aplicabilidade na previsão da resistência à compressão uniaxial, o autor fez uso de amostras extraídas retirada do depósito de urânio Jaduguda que fica localizado no centro do Cinturão Singhbhum Thurst. Trata-se de uma rocha tipo Xisto rico em quartzo, as amostras de núcleo têm 54,70 mm de diâmetro. As dimensões das amostras para ensaio estavam de acordo com as normas ISRM e ASTM D5731

Primeiro foi realizado ensaios num total de 19 amostras de rochas xistosas, amostras estas que foram secas ao ar sob carregamento pontual, enumeradas de S1 à S19 (Tabela 32). Para todas as amostras de xisto os planos de fraqueza estavam em um ângulo ( $\beta$ ) com a direção de carregamento.

Tabela 32 - Ângulo ( $\beta$ ) entre planos de fraqueza e direção de carregamento e ponto correspondente força de carga  $I_s(50)$  de espécimes de xisto [20]

$\beta$ (°)	Specimen nos.	$I_s(50)$ (MPa)
31	S1	11.37
36	S2	4.06
38	S3	3.08
38	S4	5.89
37	S5	5.68
40	S6	10.55
39	S7	11.89
56	S8	4.27
38	S9	4.60
22	S10	2.93
39	S11	1.76
48	S12	3.84
34	S13	5.00
44	S14	2.43
26	S15	3.02
45	S16	1.22
50	S17	6.68
51	S18	3.54
26	S19	3.77

Na segunda parte foram ensaiadas mais 15 amostras de rocha xistosas secas ao ar separadas sob carregamento pontual, enumeradas de SP1 à SP15 e suas contrapartes equivalentes sob compressão axial, enumeradas de SU1 à SU15.

Os resultados foram obtidos de acordo com os métodos de avaliação da ISRM. Resultados estes apresentados pelo autor em ábacos. Após os ensaios, o autor verificou que as amostras de Xistos S1, S6 e S7 apresentou um  $I_s(50)$  consideravelmente maior do que as outras amostras (Figura 42). Além disso as amostras S1 e S5 romperam seguindo modos válidos e a rotura ocorreu através de material rochoso; as amostras S6 e S7 também apresentaram roturas através de materiais rochosos, apesar de terem apresentado modos de rotura inválidos (Figura 43).

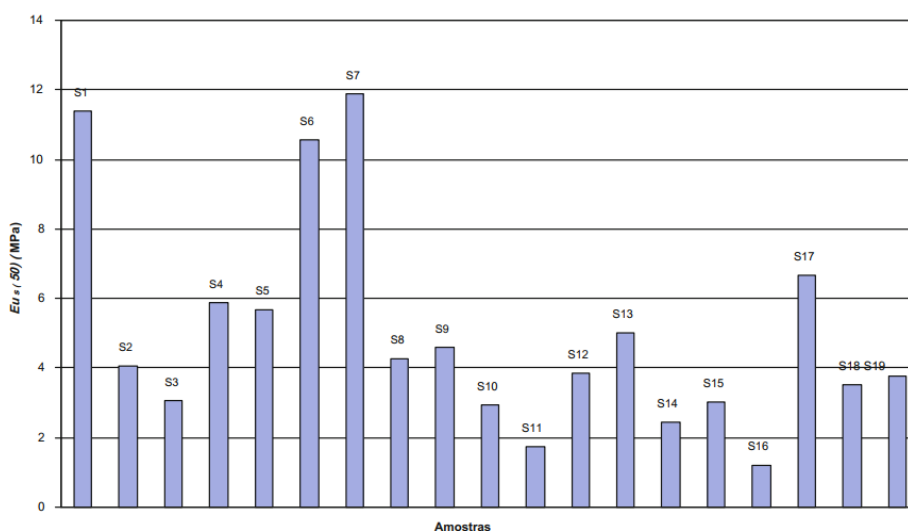


Figura 42 – Resultados da resistência a carga pontual  $I_s(50)$  [20]

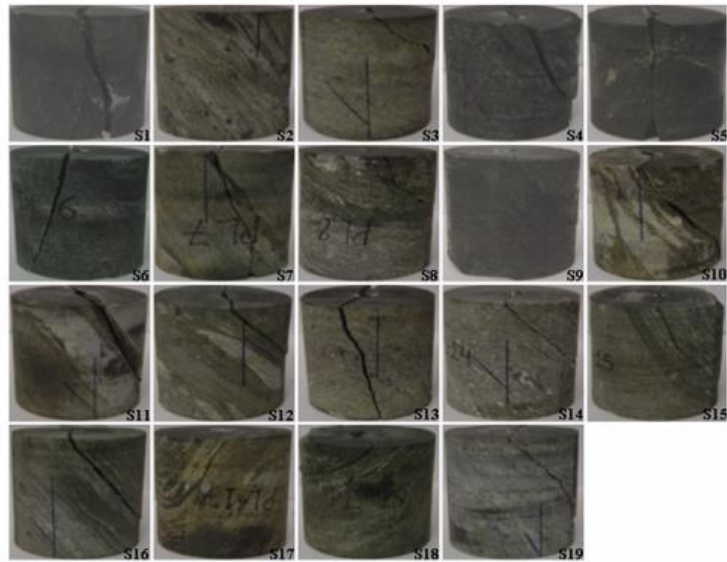


Figura 43 – Amostras de xistos com falhas[20]

Os restantes das amostras romperam ao longo dos planos de fraqueza. Apesar que a maiorias das amostras rompeu em modos inválidos, ou seja, ao longo dos planos de fraqueza, de acordo com as normas ISRM e ASTM, a resistência de carga pontual são comparáveis. Assim o autor considerou que o ensaio de carga pontual pode ser aceito, para avaliar rochas xistosas.

As amostras de xistos usadas para ensaios de carga pontual, SP1 à SP15, falharam em modo inválido ao longo das folheações e as todas as amostras de ensaio de compressão uniaxial equivalentes, SU1 à SU15, falharam no modo de cisalhamento. Os resultados estão apresentados na tabela 33.

Tabela 33 - Ângulo ( $\beta$ ) entre planos de fraqueza e direção de carregamento e ponto correspondente força de carga  $I_s(50)$  e UCS de espécimes de xisto equivalentes [20]

$\beta$ (°)	Specimen nos.	$I_s(50)$ (MPa)	Specimen nos.	UCS (MPa)
27	SP1	5.01	SU1	80.63
25	SP2	2.25	SU2	63.68
23	SP3	4.53	SU3	65.71
25	SP4	1.08	SU4	40.13
16	SP5	3.00	SU5	74.05
15	SP6	4.15	SU6	91.13
14	SP7	2.71	SU7	70.14
13	SP8	2.26	SU8	76.06
25	SP9	2.19	SU9	67.69
28	SP10	3.70	SU10	69.49
28	SP11	5.01	SU11	100.51
19	SP12	4.10	SU12	85.59
19	SP13	2.39	SU13	61.30
25	SP14	5.43	SU14	107.51
22	SP15	5.93	SU15	107.91

O autor concluiu que o ensaio foi bem sucedido, pois a força de carga pontual é obtida apenas quando o modo de falha é válido, sendo qualquer modo de falha inválido pode levar a resultados subestimados. Esse estudo mostrou que em vez de rejeitar os valores de resistência de carga pontual das rochas xistosas obtidas a partir de modos de falhas inválidos, seria prudente fazer uso desses dados para a caracterização da rocha.

O terceiro estudo refere-se a estimativa do fator de conversão da resistência à compressão uniaxial de trona e interbeds a partir de testes de carga pontual e modelagem numérica. O ensaio foi realizado a partir de amostras extraídas da mina Beypazari Trona que fica localizada próxima da cidade de Beypazari em Ancara, Turquia.

O autor realizou um total de 234 teste de carga pontual (sendo 109 trona e 125 interbeds, com 60 mm de largura e 40 mm de comprimento) e 93 testes de resistência à compressão uniaxial (sendo 46 trona e 47 interbeds, com 60 mm de diâmetro e comprimento de 120mm). Os testes de resistência à compressão uniaxial e de carga pontual estão apresentados na figura 44, respectivamente.

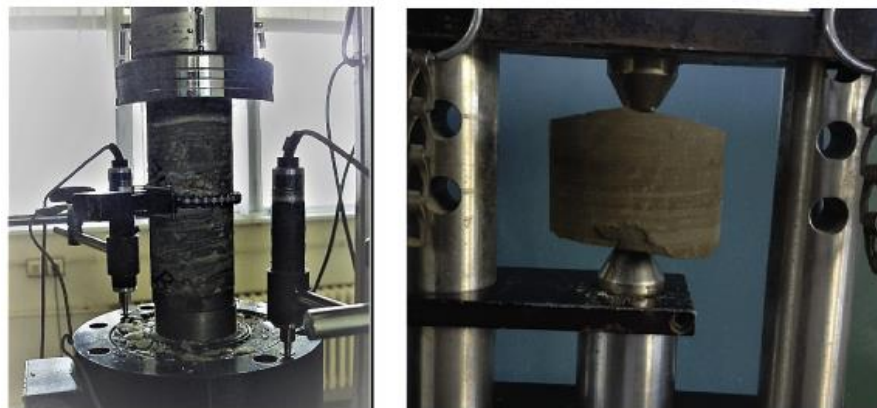


Figura 44 - Testes de resistência à compressão uniaxial e de carga pontual [23]

Os testes de carga pontual e de resistência à compressão uniaxial foram modelados numericamente usando partículas código de fluxo (PFC). O objetivo é orientar pesquisadores com diferentes tipos de problemas de modelagem, (seja na escavação, desenhos de cavernas ou faturamento hidráulico), ao longo das simulações de PFC.

Foram modelados numericamente 10 testes de carga pontual e 10 testes de resistência à compressão uniaxial (5 trona e 5 interbeds); essa modelagem foi feita usando o software PFC bidimensional.

A figura 45 mostra os detalhes da geometria do modelo numérico e a tabela 34 mostra os parâmetros que foram usados para o estudo da modelagem numérica relacionados aos testes de resistência à compressão uniaxial.

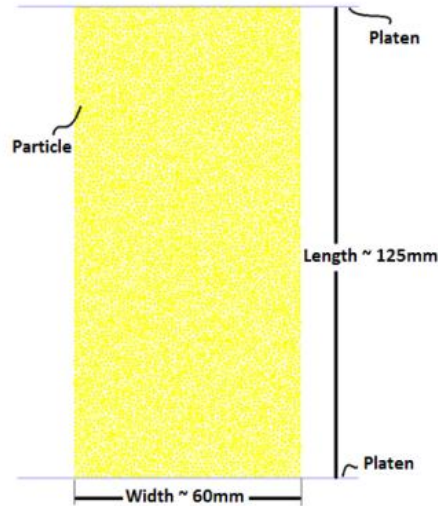


Figura 45 - Geometria típica do modelo em PFC para teste UCS [23]

Tabela 34 – Parâmetros de interbeds e trona [23]

Parâmetro	Interbeds	Trona
Raio mínimo da partícula, $R_{min}$ (mm) Razão	0,42	0,42
	1,66	1,66
Carregamento inicial (MPa)	0,1	0,1
Densidade de partícula ( $kg / m^3$ )	2310	2070
Módulo de elasticidade da partícula (GPa) Coef de	5,44	1,86
fricção de partícula $f_i$ eficiente	0,98	0,71
Módulo de elasticidade da ligação paralela (Pa)	Entrada de iteração	Entrada de iteração
Força normal da ligação paralela (Pa) Largura da amostra (mm)	Entrada de iteração	Entrada de iteração
	58	60
Comprimento da amostra (mm)	128	131

A figura 46 mostra como ficou as amostras de interbeds e de trona após a execução dos testes laboratoriais. E a figura 47 mostra o módulo de fratura da amostra de trona.



Figura 46 - Numericamente modelado intercalado e trona, respectivamente [23]

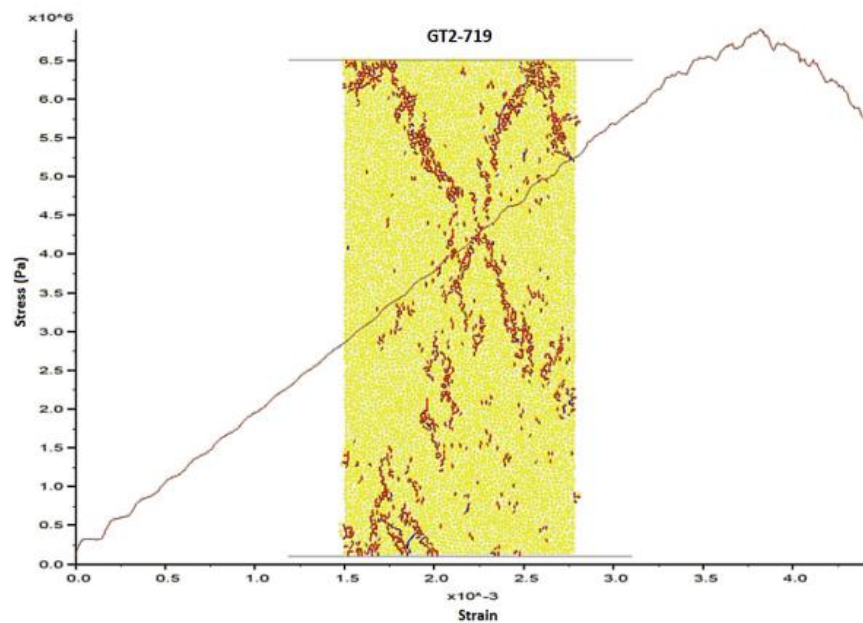


Figura 47 - Modelo PFC de um espécime trona e fraturas desenvolvido [23]

A figura 48 apresenta o gráfico de tensão-deformação, o gráfico foi obtido em laboratório. O autor observou que as inclinações da curva (modulo de Young). O valor da resistência à compressão do teste de laboratório e aqueles testes modelado numericamente são os mesmos. Foi preciso várias tentativas para reproduzir a curva de tensão-deformação do laboratório no modelo PFC.

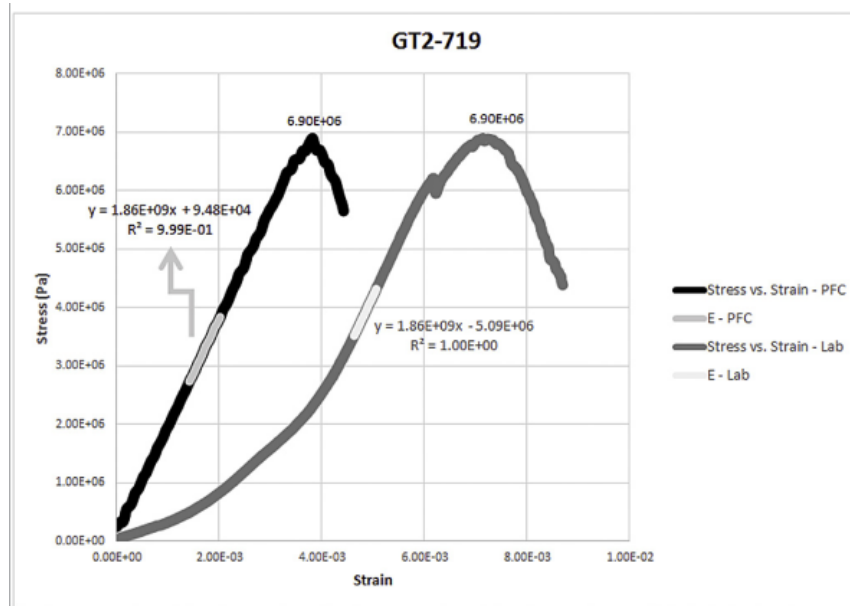


Figura 48 - Curvas de tensão-deformação de teste de laboratório vs. teste modelado para um espécime trona

As formas geométricas das amostras e das placas cônicas dos testes de carga pontual, foram levadas em consideração para fazer a modelagem numérica. A figura 49 mostra a geometria do modelo numérico de testes da carga pontual.

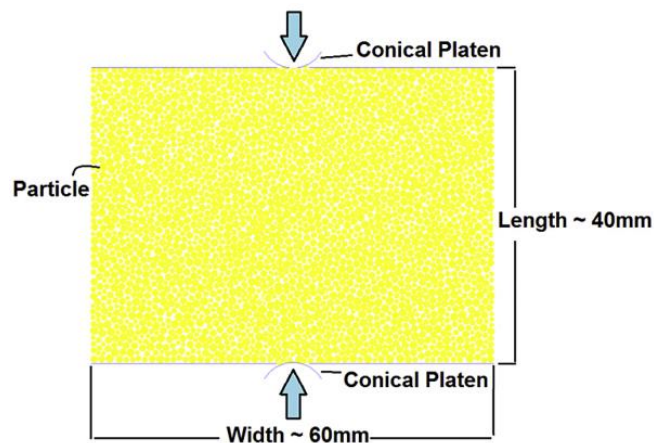


Figura 49 – Geometria do modelo numérico para o teste de carga pontual [23]

Os mesmos parâmetros de entrada de PFC determinados da modelagem numérica da resistência à compressão uniaxial foram usados para o de carga pontual, para verificar se a carga de falha do teste de carga pontual pode calibrada com resistência a compressão uniaxial (Figura 50). Porém notou-se que a relação entre as duas cargas de falha é 36, ou seja, o modelo de teste de carga pontual que foi calibrado usando os

parâmetros dos testes de resistência à compressão uniaxial, não pode apresentar o valor correto de carga de rotura.

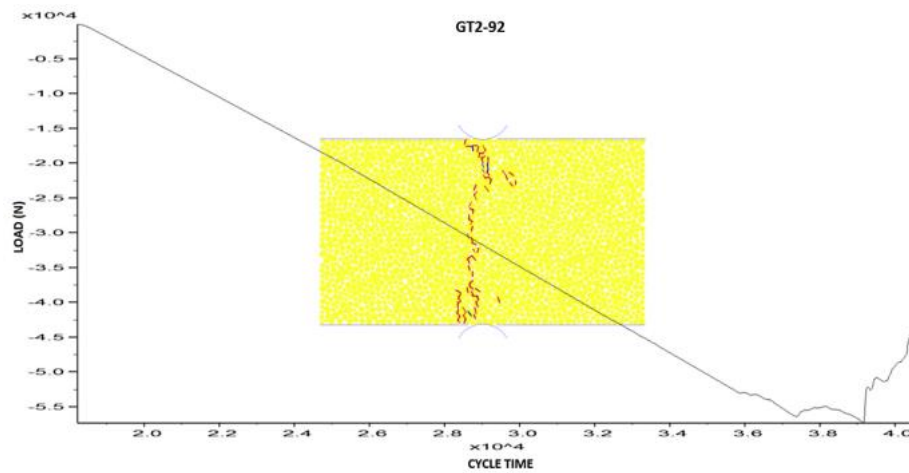


Figura 50 - Modelo carga pontual calibrado com resistência à compressão uniaxial para um espécime trona e curva de carga de falha [23]

Para mostrar o valor correto da carga de rotura do teste de carga pontual, foi alterado os parâmetros de entrada para fazer a modelagem numérica correta (Figura 51).

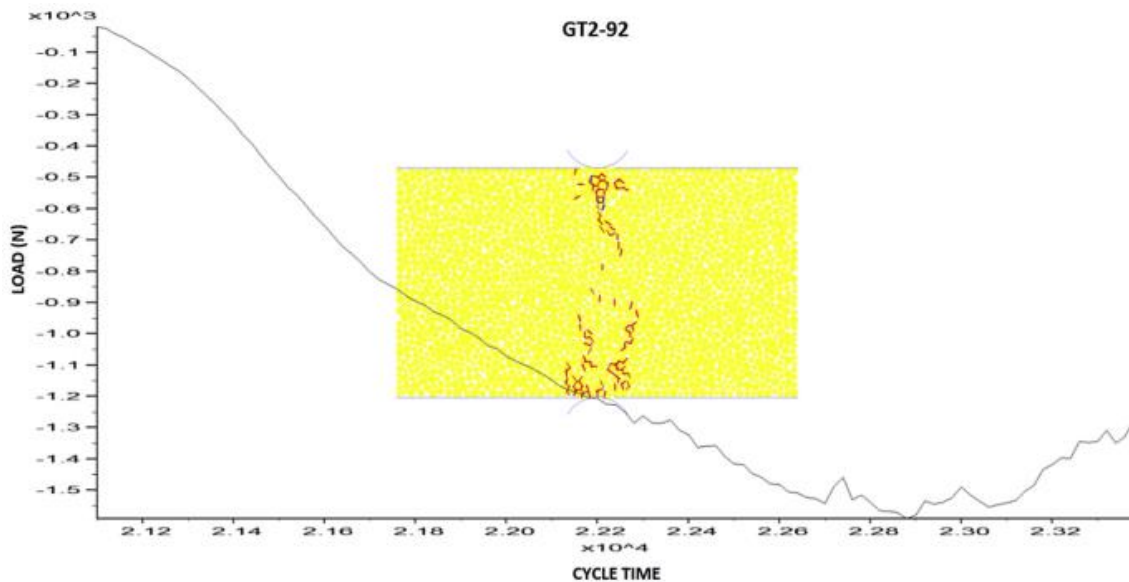


Figura 51 - Modelo calibrado em campo PL para um espécime trona [23]

Os resultados de ambas as modelagens, referidas anteriormente, são comparadas na tabela 35 Os valores de carga de falha encontrados das modelações de carga pontual calibradas com resistência à compressão axial são maiores do que os valores de carga de

falhas reais. Com isso ficou claro que os valores de calibração do teste de resistência à compressão uniaxial, já que este é baseado na compressão, são diferentes dos valores de calibração do teste de carga pontual, já que este é baseado nas tensões.

Tabela 35 - Os resultados de ambas as modelagens

Parâmetro	Modelo PL de campo	Modelo PL calibrado UCS	Razão	Descrição
P (N)	1589	57.000	36	Carga de falha
pb_Ec (GPa)	0,09	1.06	12	Módulo de elasticidade da ligação paralela
pb_sn (MPa)	0,0712	4.065	57	Força normal da ligação paralela Diâmetro da amostra equivalente
D <sub>1</sub> (milímetros)	49,37		e	
D <sub>2</sub> (milímetros)	2437		e	
Eu <sub>s</sub> (MPa)	0,65	23,4	36	Índice PL
F	0,99		e	Fator de correção
Eu <sub>ss0</sub> (MPa)	0,65	23,3	36	Índice PL para uma amostra com diâmetro de 50 mm Resultado do teste de laboratório
UCS (MPa)	6,90		e	
Fator de conversão	10,64	0,30	0,028	Proporção de laboratório. Resultado do teste UCS para índices PL obtidos a partir de iterações PL e UCS

#### **4.4. Considerações Finais**

É de suma importância fazer ensaios seja eles “*in situ*” ou em laboratórios para que se faça o reconhecimento geológico dos maciços rochosos. Como visto há inúmeros tipos de estudo e ensaios que pode ser realizado para determinação dos parâmetros de acordo com a necessidade de cada projeto, variando entre ensaios destrutivos e não destrutivos.

## 5. CONCLUSÕES

Considerando que não foi possível realizar o objetivo inicial do trabalho, que era fazer ensaios “in situ” e laboratorial com os equipamentos adquiridos pelo laboratório de geotecnia da ESTIG, fez-se uma análise teórica, revisão bibliográfica sobre a estabilidade e caracterização mecânica do maciço rochoso. Assim, apresentou-se um estado de arte sobre a classificação geológica e geomecânica de maciços rochosos através de trabalhos relevantes desenvolvidos por outros autores.

Este trabalho serve como referência e instrução na realização dos ensaios com equipamentos adquiridos pelo laboratório de geotécnica da ESTIG e assim ter um guia para a realização dos ensaios de caracterização de maciços rochosos da região.

Sugere-se para trabalhos futuros:

- A realização de ensaios com o Esclerómetro e Point Load Test em maciços rochosos típicos na região de Bragança. Como já referido, ambos os ensaios podem ser usados para diferentes tipos de rochas.

- Fazer um estudo de comparação referente a classificação do maciço rochoso, comparando o resultado obtido dos ensaios com o resultado de outras classificações, bem como fazer correlações dos resultados com os dois tipos de ensaios referidos, o ensaio do Esclerómetro e do Point Load Test.

Sugere-se também fazer uma análise experimental de diferentes tipos de maciços rochosos que estejam expostos a diferentes tipos de condições naturais, posteriormente analisar os resultados obtidos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] FREITAS, Silvio Bruno. Caracterização Geomecânica e Classificações RMR (Bieniawsky) e SMR (Romana) de Maciços Rochosos em Taludes do Funchal. *In: FREITAS, Silvio Bruno et al.* 2011. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de MADEIRA, [S. l.], 2011.

[2] Sebenta de Geologia De Engenharia: Propriedades, Índice E Classificação Das Rochas. *In: Geologia De Engenharia.* [S. L.: S. N.].

[3] Sebenta de Geologia De Engenharia: Descontinuidade. *In: Geologia De Engenharia.* [S. L.: S. N.].

[4] Sebenta de Geologia De Engenharia: Classificação De Maciços Rochosos. *In: Geologia De Engenharia.* [S. L.: S. N.].

[5] MALAFAIA, Aline. Sistemas De Classificação Geomecânica Aplicados Aos Taludes Rochosos De UHE Batalha. Orientador: Anna Laura Lopes da Silva Nunes. 2007. 293 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, [S. l.], 2007.

[6] MONTEIRO, Rosália. Estudo geológico e geotécnico de taludes rochosos em S. Pedro da Afurada (Vila Nova de Gaia): contributos para a avaliação da estabilidade estrutural. *In: MONTEIRO, Rosália.* Orientador: Doutor Helder I. Chaminé. 2008. Tese (Mestrado em Engenharia Geotécnicas e Geoambiente) - Instituto Superior de Engenharia do Porto, [S. l.], 2008. p. 173.

[7] MIRANDA, Tiago. Determinação de Parâmetros Geomecânicos em Formações Rochosas e Maciços Heterogéneos. *In: MIRANDA, Tiago.* Orientador: António Gomes Correia. 2006. Dissertação (Engenharia Civil) - Universidade do Minho, [S. l.], 2006. p. 24.

[8] Sebenta de Geologia De Engenharia: Prospecção Mecânica. *In: Geologia De Engenharia.* [S. L.: S. N.]. Cap. Cap 6, P. 1-29.

[9] Sebenta de Geologia De Engenharia: Ensaios “In Situ”. *In: Geologia De Engenharia.* [S. l.: s. n.]. cap. cap 7, p. 1-17.

[10] – AMARO, Alexandra Cristina Pinho. Interpretação de ensaios Lugeon para a caracterização hidráulica de maciços rochosos. *In: AMARO, Alexandra Cristina Pinho.* Orientador: Doutor José João Roseira Delgado Muralha. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade De Ciencia E Tecnologia Universidade Nova de Lisboa, [S. l.], 2015. p. 162.

[11] BERNADO, Francisco; FIGUEIREDO, Bruno; LAMAS, Luís; MURALHA, José. Determinação Da Deformabilidade De Maciços Rochosos Por Meio De Ensaio De Almofadas Planas De Grande ÁREA. Conference paper, [S. l.], p. 1-13, 1 abr. 2012.

[12] PINHO, Antônio Bastos de. Caracterização Geotécnica De Maciços Rochosos De Baixa Resistência. In: PINHO, Antônio Bastos de. Orientador: José Alcino Rodrigues Carvalho. 2003. Dissertação (Doutorado em Geologia) - Universidade de Évora, [S. l.], 2003.

[13] Schmidt E. Um testador de concreto não destrutivo. *Betão* 1951; 59 (8): 34 ± 5.

[14] Cargill JS, Shakoor A. Avaliação de métodos empíricos para medir a resistência à compressão uniaxial da rocha. *Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr* 1990; 27: 495 ± 503.

[15] NOTA Técnica. Avaliação das propriedades mecânicas da rocha usando um Schmidt Martelo, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, p. 1-5, 16 dez. 1999.

[16] ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1981. Basic geotechnical description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: 85-110.

[17] BRANDI, Iuri; BARBOSA, Marcelo; GUIMARÃES, Rafael. ANAIS do 33º Congresso Brasileiro de Espeleologia. Uso Do Esclerómetro De Schmidt Na Avaliação Da Resistência Geomecânica De Cavidades Naturais Subterrâneas Em Terrenos Ferríferos, Carajás- Pa: Geomechanical Evaluation Studies Of Natural Underground Caves In Carajás, Pa Using The Schmidt Sclerometer, [www.cavernas.org.br/33cbeanais.asp](http://www.cavernas.org.br/33cbeanais.asp), p. 1-9, 15 jul. 2015.

[18] ISRM – International Society for Rock mechanics, 1985. Suggested Method for determining point load strength. ISRM Commission on Testing Methods, Working Group on Revision of the Point Load Test Method. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22: 51-60.

[19] JORNAL Internacional de Mecânica das rochas e ciências de mineração. Teste de carga de ponto confinado axialmente, [Www.elsevier.com/locate/ijrmms](http://Www.elsevier.com/locate/ijrmms), p. 1-5, 6 set. 2010.

[20] JORNAL Internacional de Mecânica das rochas e ciências de mineração. Teste de carga pontual em rochas xistosas e sua aplicabilidade na previsão da

resistência à compressão uniaxial, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, p. 1-6, 24 abr. 2010.

[21] ASTM. Método padrão para determinação do índice de resistência de carga de ponto de rocha. Padrões ASTM no disco 04.08. 2001; Designação D5731

[22] SINGGIH. Using the Schmidt Hammer on Rock Mass Characteristic in Sedimentary Rock at Tutupan Coal Mine. *Sciverse Sciencedirect*. Indonesia, p. 1-6. jun. 2013. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/>. Acesso em: 6 jun. 2013.

[23] OZTURK. The estimation of uniaxial compressive strength conversion factor of trona and interbeds from point load tests and numerical modeling. *Journal Of African Earth Sciences*. Ankara, p. 1-9. Não é um mês valido! 2017. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1464343X17301590?via%3Dihub>. Acesso em: 14 abr. 2017.

[24] INFLUENCE of orthoclase phenocrysts on point load strength of granitic rocks. *Engineering Geology*. Konya, p. 1-9. mar. 2011. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/journal/engineering-geology>. Acesso em: 9 maio 2012. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/journal/engineering-geology>. Acesso em: 9 maio 2012.

[25] Sebenta de Geologia De Engenharia: Prospecção Geofísica. *In: Geologia De Engenharia*. [S. L.: S. N.].

[26] DA SILVA, Marly Aparecida. Prospecção Geofísica Em Ocorrência De Estanho Associada Ao Granito São Sepé (Rs). *In: DA SILVA, Marly Aparecida*. Orientador: César Augusto Moreira. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual Paulista, [S. l.], 2018. p. 55.