



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MINAS



ALEXANDRE DE LIMA OLIVEIRA

**UMA CORREÇÃO DO CRITÉRIO DE RUPTURA GENERALIZADO DE HOEK &
BROWN E RESPECTIVOS RESULTADOS**

Ouro Preto
2026

ALEXANDRE DE LIMA OLIVEIRA

UMA CORREÇÃO DO CRITÉRIO DE RUPTURA GENERALIZADO DE HOEK &
BROWN E RESPECTIVOS RESULTADOS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia de Minas da Universidade
Federal de Ouro Preto, para a obtenção do título de
Bacharel em Engenharia de Minas.

Área de concentração: Mecânica das Rochas

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo

Coorientador: Prof. Dr. Allan Erlikhman M. Santos

Ouro Preto
2026



FOLHA DE APROVAÇÃO

Alexandre de Lima Oliveira

Uma correção do Critério de Ruptura Generalizado de Hoek & Brown e respectivos resultados

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia de Minas

Aprovada em 13 de fevereiro de 2026

Membros da banca

Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)
Prof. Dr. Allan Erlikhman Medeiros Santos - Co-orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)
Profa. Dra. Tatiana Barreto dos Santos (Universidade Federal de Ouro Preto)
Prof. Dr. Pedro Manuel Alameda Hernandez (Universidade Federal de Ouro Preto)

Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 25/02/2026



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Peluci de Figueiredo, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 25/02/2026, às 16:08, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1064999** e o código CRC **8205EA8F**.

Aos meus pais, por todo amor, apoio e
incentivo ao longo desta jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente, a Deus, por me conceder o imenso dom da vida, por sempre me iluminar e me dar forças para vencer as batalhas do dia a dia. Graças a isso, hoje concluo mais uma etapa de suma importância em minha vida.

Agradeço, de forma especial, aos meus pais, Mauro e Leila, por sempre me apoiarem, me incentivarem nos estudos e por nunca deixarem que me faltasse nada. Essa conquista também é de vocês!

Agradeço ao meu irmão Anderson pelo companheirismo, paciência e compressão. Muito obrigado!

Agradeço à minha companheira, Bárbara, por todo carinho, incentivo e paciência ao longo de toda a jornada.

Aos meus orientadores, Rodrigo e Allan, agradeço por todos os ensinamentos, orientações, conselhos e pela paciência comigo. Vocês foram muito mais do que professores em minha vida, contribuindo não apenas com conhecimentos técnicos, mas também com o meu desenvolvimento pessoal. Sou muito grato a vocês!

Agradeço a meus amigos da Engenharia de Minas, bem como aos demais professores, técnicos e funcionários do Departamento de Engenharia de Minas, pela valiosa contribuição em minha formação.

Agradeço à Escola de Minas e à UFOP, pela formação enriquecedora que me proporcionaram.

RESUMO

Um bom projeto envolvendo problemas de engenharia de rochas requer a avaliação da provável resposta do maciço rochoso a um conjunto de tensões resultantes, sendo necessário prever suas características de resistência. Neste contexto, o critério empírico de resistência de Hoek e Brown é amplamente utilizado, devido à facilidade de obtenção dos parâmetros de entradas exigidos para estimar as características de resistência do material. Observou-se que, quando o critério é generalizado da rocha intacta para maciços rochosos, ele apresenta uma inconsistência matemática relacionada ao parâmetro a . Diante disso, o objetivo desta pesquisa é contribuir para o aprimoramento contínuo do critério generalizado de ruptura de Hoek e Brown, por meio de correções matemáticas aplicadas às equações que regem o critério. A metodologia proposta baseia-se em uma análise paramétrica comparativa entre as equações corrigida e reformulada, evidenciando como os parâmetros σ_c e σ_3 influenciam as diferenças entre as expressões. Ao analisar essas diferenças, verificou-se que, para valores de GSI inferiores a 15, a equação reformulada produzia valores de σ_1 superiores àqueles correspondentes a GSI iguais a 15 e 20, indicando uma inversão local da tendência esperada. Em decorrência disso, compreendeu-se que, ao se corrigir a equação que expressa o critério de resistência de Hoek e Brown, torna-se necessário promover também uma correção na expressão que rege o parâmetro a . Para esse fim, foram propostas duas novas equações para o parâmetro a , denominadas Equação (R) e Equação (A), cada uma com suas particularidades. Ao refazer a análise, desta vez considerando ambas as correções, a do parâmetro a , quando generalizado para maciços rochosos, e a da expressão que o rege internamente, foi possível observar que o comportamento anômalo anteriormente identificado foi sanado. Além disso, verificou-se que a Equação (R) e a Equação (A) apresentam boa convergência entre si quando comparadas à equação original de Hoek e Brown. Adicionalmente, elas mostram diferenças significativas em relação à equação original, o que pode impactar de forma relevante projetos de engenharia de rochas.

Palavras-chave: Critério de Hoek e Brown; Parâmetro a ; Tensões Principais; Mecânica das Rochas; Resistência de Maciços Rochosos; *Geological Strength Index* (GSI)

ABSTRACT

A sound rock engineering project requires the evaluation of the probable response of the rock mass to a set of induced stresses, requiring the prediction of its strength properties. In this context, the empirical Hoek and Brown strength criterion is widely used due to the ease of obtaining the input parameters required to estimate the strength properties of the material. It has been observed that, when the criterion is generalized from intact rock to rock masses, it exhibits a mathematical inconsistency related to parameter a . Therefore, the objective of this research is to contribute to the continuous improvement of the generalized Hoek and Brown failure criterion through mathematical corrections applied to the equations that govern the criterion. The proposed methodology is based on a comparative parametric analysis between the corrected and reformulated equations, demonstrating how the parameters σ_c and σ_3 influence the differences between the expressions. When analyzing these differences, it was found that, for GSI values below 15, the reformulated equation produced σ_1 values higher than those corresponding to GSI values equal to 15 and 20, indicating a local reversal of the expected trend. As a result, it was concluded that, when correcting the equation that expresses the Hoek and Brown failure criterion, it is also necessary to correct the expression that governs parameter a . To this end, two new equations for parameter a were proposed, denoted as Equation (R) and Equation (A), each with its own characteristics. Upon reanalyzing the problem, this time considering both corrections, specifically the correction to parameter a when generalized to rock masses and the correction to the expression that governs it internally, the previously identified anomalous behavior was eliminated. In addition, it was found that Equation (R) and Equation (A) show good agreement with each other when compared to the original Hoek and Brown equation. Furthermore, they show significant differences from the original equation, which may significantly impact rock engineering projects.

Keywords: Hoek and Brown criterion; Parameter a ; Principal stresses; Rock mechanics; Rock mass strength; Geological Strength Index (GSI)

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Envoltória de resistência e as diferentes relações entre as componentes de tensões	17
Figura 3.2 - Envoltória de ruptura para granitos.	18
Figura 3.3 - Gráfico da razão m/m_i e de s para o Andesito Panguna em função das classificações do maciço rochoso para este material.....	19
Figura 3.4 - Características de resistência hipotética para uma ardósica contendo quatros conjuntos idênticos de descontinuidades.	22
Figura 3.5 - Gráfico GSI básico para caracterização geológica de maciços rochosos.	30
Figura 5.1 - Comparação entre σ_1 obtido pela eq. original e pela eq. reformulado para um $\sigma_c = 0,25\text{Mpa}$	40
Figura 5.2 - Comparação entre σ_1 obtido pela eq. original e pela eq. reformulado para um $\sigma_c = 5,0\text{Mpa}$	41
Figura 5.3 - Comparação entre σ_1 obtido pela eq. original e pela eq. reformulada para um $\sigma_c = 25,0\text{Mpa}$	42
Figura 5.4 - Comportamento do parâmetro a ao longo de toda faixa do GSI.	46
Figura 5.5 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25\text{Mpa}$	48
Figura 5.6 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{Mpa}$	49
Figura 5.7 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{Mpa}$	50
Figura 5.8 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{Mpa}$	50
Figura 5.9 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{Mpa}$ e $\sigma_3 = 5,0\text{MPa}$	51
Figura 5.10 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{Mpa}$ e $\sigma_3 = 15,0\text{MPa}$	52
Figura 5.11 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{Mpa}$ e $\sigma_3 = 25,0\text{MPa}$	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Equações aproximadas para as relações entre as tensões principais e a envoltória de Mohr para rochas intactas e maciços rochosos fraturados.....	20
Tabela 3.2 - Relação aproximada entre a qualidade dos maciços rochosos e os parâmetros m e s	24
Tabela 3.3 - Valores de constantes m_i , para rocha intacta, por grupo.	26
Tabela 3.4 - Estimativa dos parâmetros mb/m_i e a com base na estrutura da rocha e condições da superfície.....	27
Tabela 3.5 - Diretrizes para estimar o fator de perturbação D	31
Tabela 4.1- Estimativas de campo da resistência à compressão uniaxial.	36
Tabela 4.2 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0, considerando $\sigma_c = 0,25MPa$ e $\sigma_3 = 10\% \sigma_c$	37
Tabela 4.3 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0, considerando $\sigma_c = 0,25MPa$ e $\sigma_3 = 20\% \sigma_c$	37

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	11
2. OBJETIVOS.....	14
2.1. Objetivo Geral	14
2.2. Objetivos Específicos	14
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1. Critério de Hoek & Brown (1980).....	15
3.1.1. Parâmetros m e s	17
3.1.2. Limites de Aplicabilidade do Critério	21
3.2. Critério de Hoek & Brown (1988).....	22
3.3. Critério de Hoek & Brown (1992).....	24
3.3.1. Critério de Ruptura Para Rocha Intacta	25
3.3.2. Critério de Ruptura Para Maciços Rochosos Fraturados.....	26
3.4. Critério de Hoek & Brown (1995).....	28
3.5. Critério de Hoek & Brown (2002).....	29
4. METODOLOGIA.....	32
4.1. Considerações Iniciais	32
4.2. Materiais	32
4.3. Correção da Equação do Critério Generalizado de Hoek & Brown.....	33
4.4. Estrutura da Análise Paramétrica.....	35
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	39

5.1.	Análise Paramétrica.....	39
5.1.1.	Influência dos parâmetros σ_c e σ_3	39
5.2.	Expressões propostas para o parâmetro a	43
5.2.1.	Equação (R).....	43
5.2.2.	Equação (A).....	44
5.3.	Análise Paramétrica e Comparativa das Novas Equações Propostas Para o Parâmetro a	47
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES FUTURAS.....	53
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	55
	APÊNDICE A - BANCO DE DADOS PARAMÉTRICO UTILIZADO.....	59
	APÊNDICE B - COMPARAÇÃO ENTRE σ_1 ORIGINAL E σ_1 OBTIDO PELAS EQUAÇÕES (R) E (A)	73

1. INTRODUÇÃO

Uma das maiores dificuldades enfrentadas em projetos de engenharia de rochas consiste na estimativa das características de resistência e deformabilidade dos maciços rochosos, bem como a influência do tempo sobre essas propriedades (Zuo e Shen, 2020). Neste trabalho, entretanto, a influência do tempo sobre as propriedades que caracterizam a resistência dos maciços rochosos não será abordada. Segundo Edelbro *et al.* (2007), existem quatro principais métodos para a estimativa da resistência de maciços rochosos: (i) critérios empíricos de ruptura e sistemas de classificação ou caracterização de maciços rochosos, (ii) retroanálises de rupturas existentes, (iii) ensaios em grande escala e (iv) modelagem matemática.

Dentre esses métodos, a retroanálise é, em geral, a forma mais eficaz de se estimar parâmetros geotécnicos representativos. No entanto, sua aplicação requer dados confiáveis sobre rupturas ocorridas, a adoção de modelos de ruptura adequados e a existência de condições geológicas semelhantes às previstas para análises futuras. Os ensaios em grande escala, por sua vez, apresentam custos elevados e são frequentemente difíceis de executar na prática, o que, muitas vezes, inviabiliza sua utilização. No que se refere à modelagem matemática, a principal dificuldade reside no fato de a rocha ser um material geológico natural, cujas propriedades físicas precisam ser determinadas a partir de observações e ensaios, e não definidas por um processo de fabricação controlado (Jing, 2003). Consequentemente, torna-se extremamente complexo, e em alguns casos, pouco viável, derivar expressões analíticas capazes de descrever adequadamente o comportamento dos maciços rochosos.

Por fim, destacam-se os critérios empíricos de ruptura e os sistemas de classificação de maciços rochosos, que, em muitos casos, se correlacionam com o objetivo de escalonar problemas de engenharia de rochas a partir de observações geológicas de campo. É nesse método de estimativa que se insere o presente estudo.

No campo da mecânica de rochas, existem diversos critérios empíricos de resistência desenvolvidos ao longo do tempo, tais como os propostos por Hobbs (1966), Barton (1973), Bieniawski (1974a) e Hoek & Brown (1980a), entre outros, cada um com seus méritos e limitações. Dentre esses, é amplamente reconhecido que o critério proposto por Hoek & Brown (1980a) se tornou o mais aceito pela comunidade da mecânica das rochas, além de apresentar boa aplicabilidade prática em diversos problemas de engenharia de rochas.

O critério de resistência de Hoek e Brown tem como base conceitual o critério de falha não linear de Griffith. Segundo Griffith (1921), a ruptura de materiais frágeis, como as rochas, ocorre predominantemente por meio da propagação de fraturas. Inicialmente, seus estudos

abordaram fraturas em materiais submetidos a tensões de tração, posteriormente, esse conceito foi estendido para a propagação de faturas sob compressão Griffith (1924), obtendo uma envoltória de resistência não linear.

Com base nesses estudos, Hoek & Brown (1980a, 1980b) propuseram uma equação empírica, expressa em termos das tensões principais, capaz de estimar a resistência de maciços rochosos. Ao longo do tempo, com a crescente utilização do critério em projetos de engenharia de rochas, o modelo passou por diversas modificações, com o intuito de suprir lacunas que se tornaram evidentes em sua aplicação. A última principal reformulação do critério, em relação aos seus parâmetros, ocorreu em 2002 (Hoek *et al.*, 2002), sobretudo no que se refere ao critério generalizado para maciços rochosos, no qual os parâmetros contam com o auxílio do sistema de classificação de maciços, *Geological Strength Index* (GSI). Essa abordagem permite a introdução de fatores de correção nos parâmetros do critério, aperfeiçoando a estimativa da resistência dos maciços.

Os três principais parâmetros de entrada do critério de resistência são a constante m_b , dependente do litotipo rochoso; o parâmetro s , relacionado ao grau de fraturamento do maciço; e o parâmetro a , associado ao mecanismo de ruptura. No caso do material rochoso intacto, a constante m_b transforma-se em m_i , dependente apenas da rocha intacta, enquanto os parâmetros assumem os valores $s = 1,0$ e $a = 0,5$. Esse último parâmetro constitui o ponto focal desse estudo.

O valor de 0,5 atribuído à constante a no caso da rocha intacta decorre do fato de a envoltória de resistência assumir um formato parabólico. Essa forma está associada à envoltória obtida a partir da propagação de fraturação em materiais frágeis, conceito que serviu de base para o desenvolvimento do critério de Hoek & Brown (1980a). Entretanto, em maciços rochosos com elevado grau de fraturamento e níveis significativos de intemperismo, o mecanismo de ruptura não ocorre predominantemente por propagação de fraturas.

Com o objetivo de representar adequadamente o mecanismo de ruptura desses maciços de baixa qualidade, Hoek *et al.* (1995, 2002) generalizaram o valor originalmente fixo de 0,5, passando a defini-lo como constante a , corrigida em função do GSI. Dessa forma, para maciços de menor qualidade geotécnica, a envoltória de resistência torna-se progressivamente mais abatida à medida que o valor de a aumenta, resultando na redução da resistência estimada do maciço.

Ao se realizar a alteração desse parâmetro, este foi introduzido no critério de resistência generalizado. Contudo, identificou-se a existência de uma inconsistência matemática associada à forma original de introdução desse parâmetro na equação. Em função disso, foram realizados

testes comparativos entre a equação original proposta por Hoek e Brown e uma versão modificada, desenvolvida com o intuito de corrigir tal inconsistência.

Os principais resultados indicam diferenças significativas entre as formulações, destacando-se o caráter conservador do critério original para valores de GSI inferiores a 40, comportamento já esperado, uma vez que o parâmetro a foi concebido para exercer maior influência em maciços de baixa qualidade geotécnica. Além disso, observou-se um comportamento anômalo da função que rege o parâmetro a quando aplicada a determinados valores de resistência à compressão uniaxial e tensões de confinamento. Para corrigir esse problema, foram propostas duas novas funções para o parâmetro a , as quais apresentaram boa convergência e comportamento mais consistente.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo contribuir para o aprimoramento contínuo do critério generalizado de ruptura de Hoek e Brown, por meio de correções matemáticas aplicadas às equações que regem o critério, fornecendo bases mais consistentes para sua aplicação em projetos de engenharia de rochas.

2.2. Objetivos Específicos

- Correção da inconsistência matemática associada ao parâmetro a , identificado quando o critério foi generalizado da rocha intacta para maciços rochosos;
- Corrigir a função responsável por controlar o parâmetro a , propondo duas novas equações para esse parâmetro;
- Realizar uma análise comparativa da equação original de Hoek e Brown e a equação reformulada;
- Desenvolver uma análise paramétrica das variáveis de entrada σ_c e σ_3 , de modo a avaliar sua influência nas diferenças entre as equações original e reformulada.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Critério de Hoek & Brown (1980)

Um bom projeto envolvendo problemas de engenharia de rochas requer a avaliação da provável resposta do maciço rochoso a um conjunto de tensões induzidas, sendo necessário prever suas características de resistência. Diante desse cenário, foi publicado pela primeira vez, em 1980, o Critério de Resistência Original de Hoek-Brown (Hoek & Brown, 1980a, 1980b).

Naquele período, a engenharia de rochas estava em ascensão, e diversas pesquisas buscavam propor critérios empíricos de resistência capazes de estimar o comportamento do maciço rochoso e suas particularidades. Entre eles, destaca-se o critério proposto por Barton (1973), para estimar a resistência ao cisalhamento de juntas¹, e o critério proposto por Bieniawski (1974a), para estimar a resistência triaxial da rocha intacta a partir de sua resistência uniaxial. Além desses, vários outros critérios foram sugeridos, contudo, nenhum apresentava aplicabilidade prática geral.

Diante desse contexto, Hoek e Brown propuseram-se a estudar dados experimentais de ensaios realizados tanto em rocha intacta quanto em descontinuidades. A partir dessas análises, observaram que as relações entre as tensões principais maior (σ_1) e menor (σ_3), bem como entre as tensões cisalhantes (τ) e normais (σ), no processo de ruptura, são geralmente não lineares.

Esse comportamento não linear já havia sido previsto por Griffith (1921) em seus estudos sobre materiais frágeis, nos quais demonstrou que a ruptura ocorre predominantemente por meio da propagação de fraturas. No caso dos materiais rochosos intacto, tais fraturas estão associados, em grande parte, às interfaces intergranulares. Inicialmente, seus trabalhos abordaram a fratura de materiais submetidos a tensões de tração, nas quais as fissuras se propagavam a partir de suas extremidades quando ocorria o deslizamento por atrito ao longo das superfícies de falha.

Posteriormente, Griffith (1924) estendeu esse conceito para incluir situações de carregamento à compressão. Verificou-se que, sob carregamento uniaxial, a fratura sofria um deslocamento relativo por cisalhamento, em seguida, as fissuras passavam a se reorientar paralelamente à direção da tensão aplicada. Esse comportamento ocorre porque a fratura tende a se propagar na direção em que encontra menor resistência, de modo a minimizar o consumo de energia. Para carregamentos biaxiais, o mecanismo de ruptura apresenta variações,

¹ As juntas constituem um tipo particular de descontinuidades, resultantes de tensões tectônicas, ocorrendo frequentemente como conjuntos relacionados ou “famílias” (HENCHER, 1987).

caracterizadas pela geração de múltiplas microfissuras segundo uma direção preferencial, que posteriormente se coalesceriam por cisalhamento. A partir desses estudos, foi possível estabelecer uma envoltória de ruptura por compressão não linear para materiais frágeis.

Tomando esse critério como base conceitual e utilizando um processo de tentativa e erro, Hoek & Brown (1980a) desenvolveram uma relação empírica entre as tensões principais maior e menor na ruptura, conforme apresentado a seguir pela Equação 1:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad (1)$$

onde:

- σ_1 = tensão principal maior na ruptura;
- σ_3 = tensão principal menor na ruptura;
- σ_c = resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- m e s = constantes adimensionais que dependem das propriedades da rocha, a constante s varia de 1, para rocha intacta com resistência à tração, até 0 para uma rocha fragmentada com resistência à tração nula.

De forma simplificada, a Equação 1 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{1/2} \quad (2)$$

Ao aplicarmos um valor de $\sigma_3 = 0$ na Equação 2, obtemos a seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_c \sqrt{s} \quad (3)$$

Se consideramos que estamos tratando da rocha intacta ($s=1$), o valor da tensão principal maior corresponde justamente à resistência a compressão uniaxial da rocha intacta, isto é, $\sigma_1 = \sigma_c$, como se era esperado, visto que a rocha intacta representa a porção mais resistente do maciço.

Por outro lado, ao fazermos $\sigma_1 = 0$ na Equação 2 e explicitarmos σ_3 , obtemos a resistência a tração uniaxial, isto é $\sigma_3 = \sigma_t$, como mostrado na Equação 4:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} (\sqrt{m^2 + 4s} - m) \quad (4)$$

A Figura 3.1 ilustra a envoltória não linear de resistência do critério, bem como as resistências à tração e à compressão.

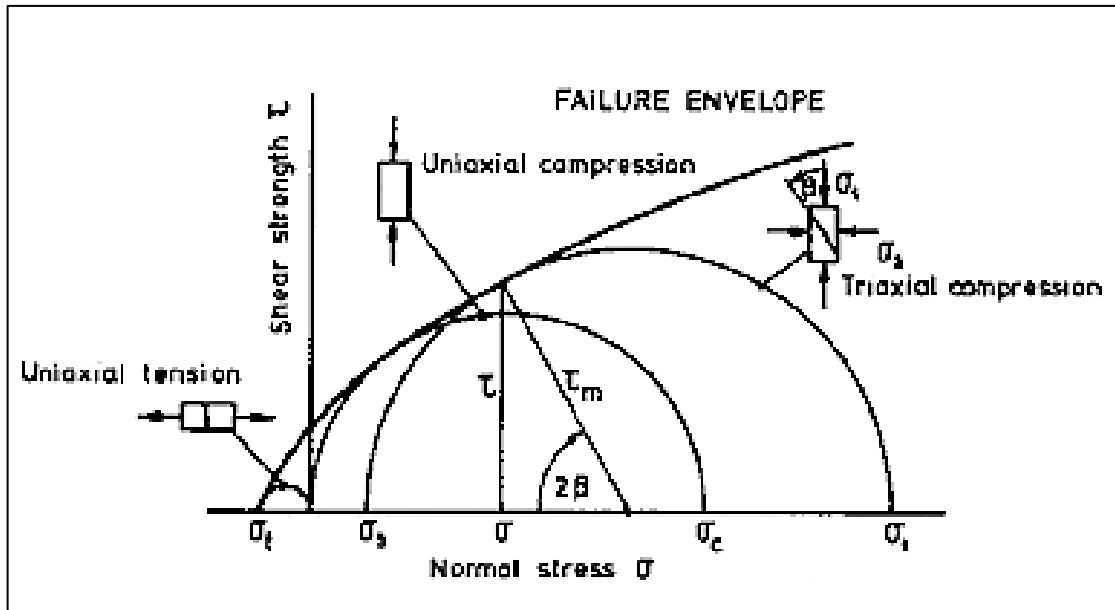


Figura 3.1 - Envoltória de resistência e as diferentes relações entre as componentes de tensões.

Fonte: Hoek & Brown (1980b).

Vale ressaltar que, no desenvolvimento do critério, Hoek e Brown assumiram que a tensão principal intermediária (σ_2) tem influência desprezível no processo de ruptura.

3.1.1. Parâmetros m e s

Como mencionado anteriormente, os parâmetros m e s são constantes adimensionais que dependem das propriedades da rocha. Hoek e Brown identificaram essa relação ao analisarem diversos dados de ensaios triaxiais realizados em diferentes tipos de materiais rochosos intacto. Além disso, a equação do critério foi normalizada pela resistência à compressão uniaxial da rocha, resultando na seguinte forma:

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m \sigma_{3n} + 1,0} \quad (5)$$

Os diversos ensaios analisados foram organizados por grupos litológicos e representados em gráficos normalizados das tensões principais de ruptura. Em seguida, foi realizado uma regressão linear para determinar o valor da constante que fornecia o melhor ajuste geral para esses conjuntos de dados, demonstrando que um mesmo grupo litológico apresentava comportamentos uniformes, como ilustrado na Figura 3.2. Assim, ficou evidente que a constante m dependia diretamente do litotipo.

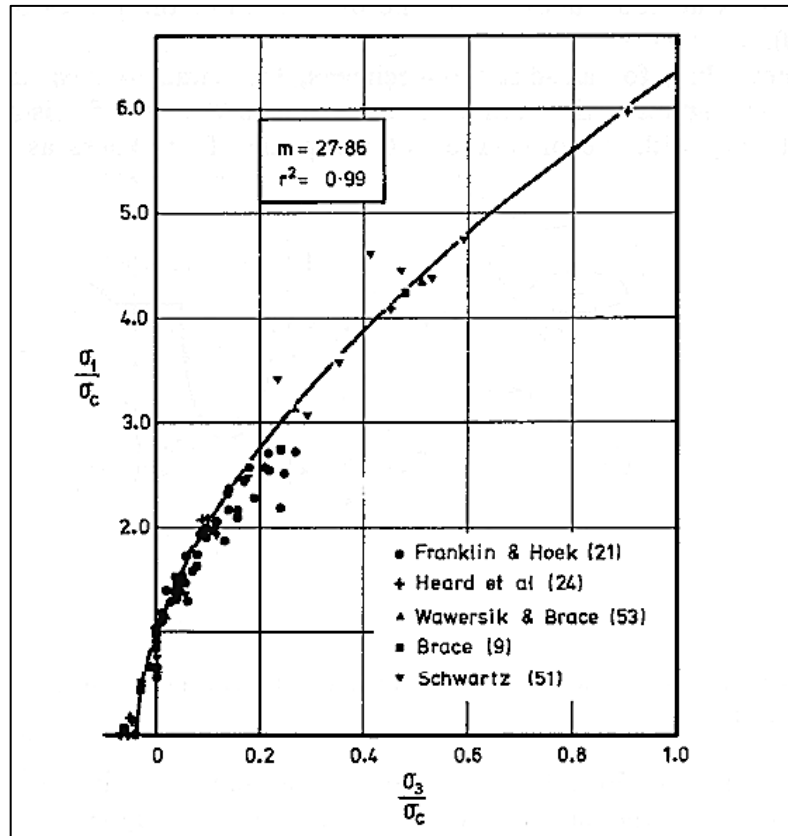


Figura 3.2 - Envoltória de ruptura para granitos.

Fonte: Hoek & Brown (1980b).

Ao analisar o comportamento do parâmetro m em diferentes grupos litológicos, Hoek e Brown observaram que essa constante parecia variar também com o ângulo de atrito interpartícula e o grau de intertravamento dessas partículas.

O parâmetro s , por sua vez, foi introduzido com o objetivo de penalizar o material rochoso à medida que aumentava o grau fraturamento e fragmentação. Entretanto, Hoek e Brown dispunham de poucos dados confiáveis para materiais com esse tipo de comportamento. Mesmo com uma quantidade limitada de dados, observou-se que o parâmetro s sugeria variar conforme a resistência à tração interpartícula e o grau de intertravamento das partículas.

A partir do conjunto de ensaios triaxiais obtidos por Jaeger (1970) para o *Andesito Panguna*, observou-se uma redução sistemática dos parâmetros m e s com o aumento da fragmentação e do grau de intemperismo das amostras. Esse comportamento é compatível com as discussões apresentadas sobre a resistência de maciços rochosos naturais por John (1970) e Maneva e Avramova-Tacheva (1970). Entretanto, conforme já mencionado, havia um número reduzido de ensaios com essas características e com nível de detalhamento comparável ao apresentado para o *Andesito Panguna*, o que tornava o conjunto de dados disponíveis

insuficientes para a definição de parâmetros capazes de representar adequadamente toda a faixa de comportamento da resistência dos maciços rochosos.

Diante dessa escassez de informações, Hoek e Brown recorreram aos sistemas de classificação propostos por Barton (1974), do *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI), e Bieniawski (1976), do *South African Council for Scientific and Industrial Research* (CSIR), com o objetivo de fornecer estimativas da resistência dos maciços rochosos. A Figura 3.3 fornece um gráfico da razão m/m_i e do parâmetro s , em função dos índices NGI e do sistema de classificações CSIR. A partir dessa correlação, Bieniawski (1978) propôs a seguinte relação:

$$RMR = 9 \log_e Q + 44 \quad (6)$$

onde o RMR corresponde a classificação do maciço rochoso obtida pelo sistema CSIR, e Q representa o índice de qualidade determinado pelo sistema de classificação NGI.

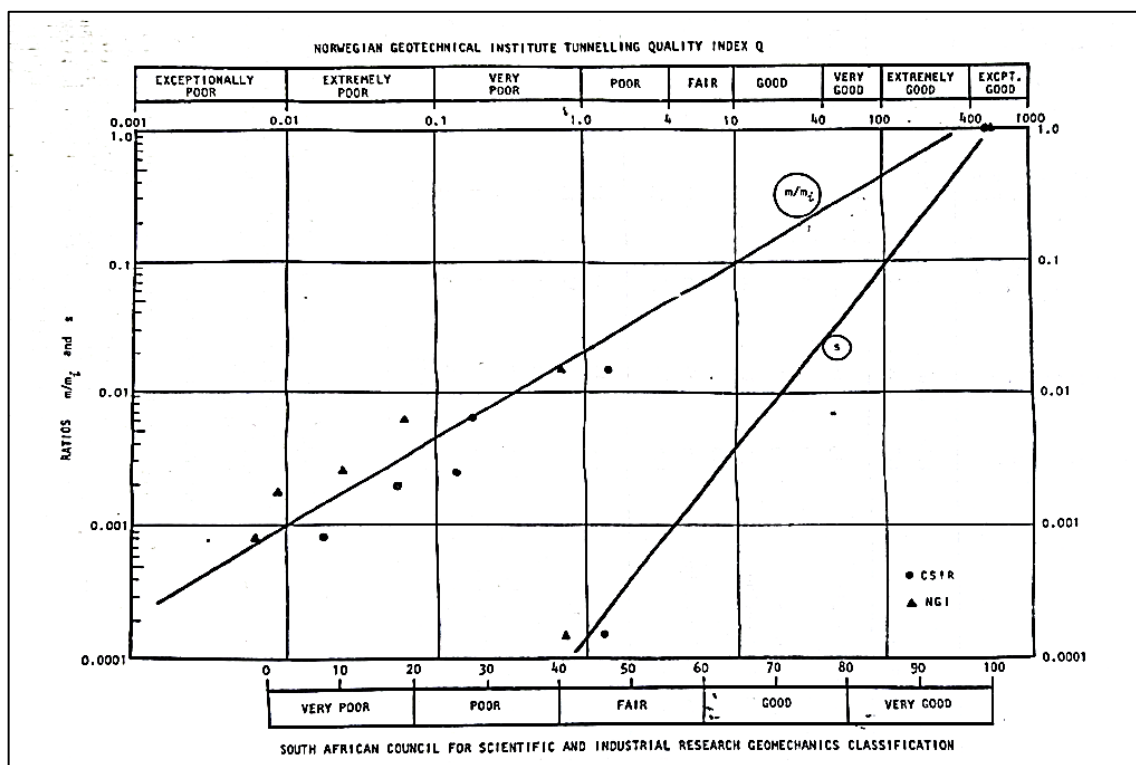


Figura 3.3 - Gráfico da razão m/m_i e de s para o Andesito Panguna em função das classificações do maciço rochoso para este material. Fonte: Hoek & Brown (1980a).

Com base nos conhecimentos adquiridos, Hoek e Brown sintetizaram suas conclusões na Tabela 3.1, na qual são apresentas diferentes equações com valores distintos dos parâmetros m e s , associados a diversos grupos litológicos e classes de qualidade dos maciços rochosos. Observa-se que, à medida que o espaçamento entre as descontinuidades diminui, isto é, conforme o maciço se torna mais fraturado e as descontinuidades passam a ser preenchidas por materiais menos competentes, os parâmetros m e s apresentam reduções significativas.

Tabela 3.1 - Equações aproximadas para as relações entre as tensões principais e a envoltória de Mohr para rochas intactas e maciços rochosos fraturados.

	<i>Carbonate rocks with well developed crystal cleavage</i> (dolomite, limestone and marble)	<i>Lithified argillaceous rocks</i> (mudstone, siltstone, shale and slate)	<i>Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage</i> (sandstone and quartzite)	<i>Fine grained polymineralic igneous crystalline rocks</i> (andesite, dolerite, diabase and rhyolite)	<i>Coarse grained polymineralic igneous and metamorphic crystalline rocks</i> (amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite and quartz- diorite)
Intact rock samples					
Laboratory size rock specimens free from structural defects. (CSIR rating 100, NGI rating 500)	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{7\sigma_{3n} + 1,0}$ $\tau_n = 0,816(\sigma_n + 0,140)^{0,658}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{10\sigma_{3n} + 1,0}$ $\tau_n = 0,918(\sigma_n + 0,099)^{0,677}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{15\sigma_{3n} + 1,0}$ $\tau_n = 1,044(\sigma_n + 0,067)^{0,692}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{17\sigma_{3n} + 1,0}$ $\tau_n = 1,086(\sigma_n + 0,059)^{0,696}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{25\sigma_{3n} + 1,0}$ $\tau_n = 1,220(\sigma_n + 0,040)^{0,705}$
Very good quality rock mass					
Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints spaced at ± 3 metres. (CSIR rating 85, NGI rating 100)	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{3,5\sigma_{3n} + 0,1}$ $\tau_n = 0,651(\sigma_n + 0,028)^{0,679}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{5\sigma_{3n} + 0,1}$ $\tau_n = 0,739(\sigma_n + 0,020)^{0,692}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{7,5\sigma_{3n} + 0,1}$ $\tau_n = 0,848(\sigma_n + 0,013)^{0,702}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{8,5\sigma_{3n} + 0,1}$ $\tau_n = 0,883(\sigma_n + 0,012)^{0,705}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{12,5\sigma_{3n} + 0,1}$ $\tau_n = 0,998(\sigma_n + 0,008)^{0,712}$
Good quality rock mass					
Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints spaced at 1 to 3 metres. (CSIR rating 65, NGI rating 10)	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,7\sigma_{3n} + 0,004}$ $\tau_n = 0,369(\sigma_n + 0,006)^{0,669}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1,0\sigma_{3n} + 0,004}$ $\tau_n = 0,427(\sigma_n + 0,004)^{0,683}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1,5\sigma_{3n} + 0,004}$ $\tau_n = 0,501(\sigma_n + 0,003)^{0,695}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1,7\sigma_{3n} + 0,004}$ $\tau_n = 0,525(\sigma_n + 0,002)^{0,698}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{2,5\sigma_{3n} + 0,004}$ $\tau_n = 0,603(\sigma_n + 0,002)^{0,707}$
Fair quality rock mass					
Several sets of moderately weath-ered joints spaced at 0.3 to 1 metre. (CSIR rating 44, NGI rating 1.0)	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,14\sigma_{3n} + 0,0001}$ $\tau_n = 0,198(\sigma_n + 0,0007)^{0,662}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,20\sigma_{3n} + 0,0001}$ $\tau_n = 0,234(\sigma_n + 0,0005)^{0,675}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,30\sigma_{3n} + 0,0001}$ $\tau_n = 0,280(\sigma_n + 0,0003)^{0,688}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,30\sigma_{3n} + 0,0001}$ $\tau_n = 0,295(\sigma_n + 0,0003)^{0,691}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,50\sigma_{3n} + 0,0001}$ $\tau_n = 0,346(\sigma_n + 0,0002)^{0,700}$
Poor quality rock mass					
Numerous weathered joints spaced at 50 to 500 mm with some gouge filling / clean water rock. (CSIR rating 23, NGI rating 0.1)	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,04\sigma_{3n} + 0,00001}$ $\tau_n = 0,115(\sigma_n + 0,0002)^{0,646}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,05\sigma_{3n} + 0,00001}$ $\tau_n = 0,129(\sigma_n + 0,0002)^{0,655}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,08\sigma_{3n} + 0,00001}$ $\tau_n = 0,162(\sigma_n + 0,0001)^{0,672}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,09\sigma_{3n} + 0,00001}$ $\tau_n = 0,172(\sigma_n + 0,0001)^{0,676}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,13\sigma_{3n} + 0,00001}$ $\tau_n = 0,203(\sigma_n + 0,0001)^{0,686}$
Very poor quality rock mass					
Numerous heavily weathered joints spaced less than 50 mm with gouge filling / waste rock with fines. (CSIR rating 3, NGI rating 0.01)	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,007\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0,042(\sigma_n)^{0,534}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,01\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0,050(\sigma_n)^{0,539}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,015\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0,061(\sigma_n)^{0,546}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,017\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0,065(\sigma_n)^{0,548}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0,025\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0,078(\sigma_n)^{0,556}$

Fonte: Hoek & Brown (1980a).

3.1.2. Limites de Aplicabilidade do Critério

Para definir os limites de aplicabilidade do critério empírico, Hoek e Brown estudaram o comportamento dos diferentes grupos que podem caracterizar o material rochoso. Sendo eles: material rochoso isotrópico, anisotrópico e o que eles denominam como material com múltiplas descontinuidades.

No caso de um material rochoso isotrópico, verificou-se por meio de ensaios triaxiais que o limite de aplicabilidade se estendia até a mudança de comportamento de ruptura da rocha, de frágil para dúctil, o que é coerente, uma vez que a equação tem como base conceitual um critério desenvolvido originalmente para materiais frágeis. Os procedimentos experimentais mostraram que essa transição frágil-dúctil ocorria a partir de um determinado nível de tensão de confinamento. Segundo Mogi, K. (1966), essa transição, para maioria das rochas, ocorre pela interseção da linha definida pela Equação 7 com a envoltória de resistência principal.

$$\sigma_1 = 3,4\sigma_3 \quad (7)$$

Além disso, os experimentos de laboratório permitiram inferir que, para materiais isotrópicos, os parâmetros m e s supracitados anteriormente, tendem a ter um comportamento constante dentro de um mesmo grupo litológico.

Para materiais anisotrópicos, observa-se a influência de planos de fraqueza na resistência da rocha intacta, resultando em um comportamento mais complexo do que aquele observado para materiais isotrópicos. Constatou-se que, para corpos de provas anisotrópicos, os parâmetros m e s do critério empírico não podem assumir valores constantes, como no caso isotrópico, devendo variar conforme a orientação dos planos de fraqueza. Alguns autores como McLamore e Gray (1967) e Donath (1964) investigaram a influência da anisotropia e propuseram expressões matemáticas para correção desses parâmetros considerando a orientação desses planos de fraqueza.

Por fim, o último caso refere-se ao material rochoso com múltiplas descontinuidades. Como representado na Figura 3.4, observa-se que a ruptura tende a ocorrer ao longo de um dos planos de fraqueza, não existindo um plano preferencial, assim, uma aproximação inicial considerável consiste em tratar o comportamento desse tipo de material como isotrópico. Todavia, é importante destacar que essa analogia não implica que a resistência de um material isotrópico seja equivalente à de um material com múltiplas descontinuidades, mas sim que o comportamento se assemelha no sentido de não haver planos preferenciais de fraquezas que controlem o processo de ruptura.

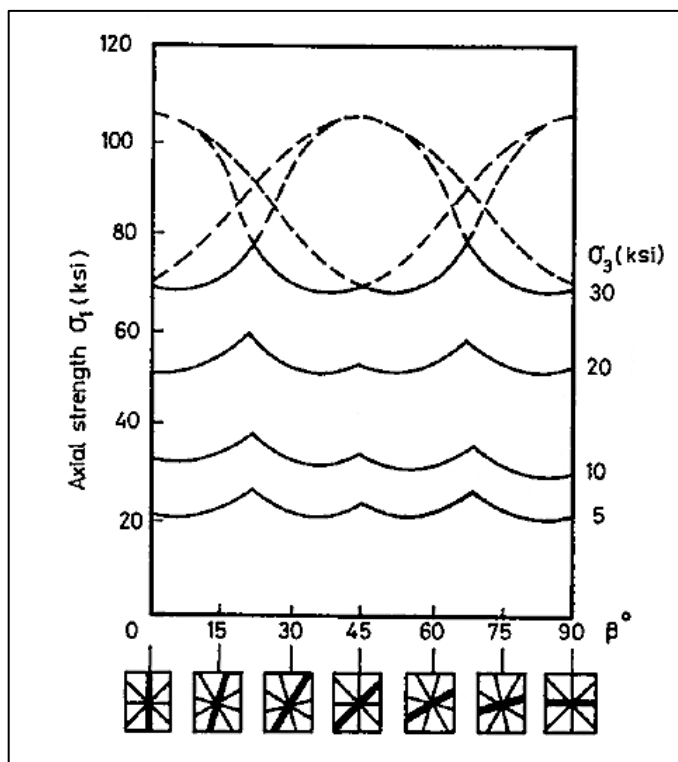


Figura 3.4 - Características de resistência hipotética para uma ardósia contendo quatros conjuntos idênticos de descontinuidades. Fonte: Hoek & Brown (1980b).

Além disso, essa analogia só é válida quando não há uma influência significativamente maior de uma descontinuidade em relação às demais. Isso pode ocorrer, por exemplo, quando determinado plano apresenta maior persistência ou quando possui resistência ao cisalhamento reduzida por estar preenchida por um material menos competente.

3.2. Critério de Hoek & Brown (1988)

A atualização do critério empírico descrito por Hoek & Brown (1988) foi publicada com o intuito de dirimir as lacunas presentes no critério original e esclarecer dúvidas sobre sua aplicação. Nessa época, o critério já vinha sendo amplamente utilizado em diferentes problemas de engenharia de rochas, especialmente em análises de taludes. Embora tenha sido originalmente desenvolvido para projetos de escavações subterrâneas, reconheceu-se que o critério produzia estimativas otimistas de resistência para problemas de estabilidade de taludes, nos quais o maciço geralmente se encontra perturbado e sofre alívio devido ao processo de escavação do terreno.

Diante dessas circunstâncias, os parâmetros m e s passaram por reformulações. No critério original, esses parâmetros eram obtidos por meio de ensaios triaxiais. Contudo, em maciços rochosos em escala comparável à de escavações subterrâneas ou de obras de mineração, isso se torna praticamente impossível de se obter. Para superar tais limitações,

diversos modelos em escala reduzida foram desenvolvidos com o objetivo de compreender o comportamento dos maciços. Apesar de fornecer respostas importantes, esses modelos apresentam restrições decorrentes das simplificações e suposições adotadas.

Buscando solucionar esse problema, Hoek e Brown consideram que as constantes m e s deveriam estar relacionadas a características observáveis em campo e capazes de controlar a resistência dos maciços rochosos. Observou-se, então, que tais características eram semelhantes às utilizadas nos sistemas de classificação geomecânica propostos por Bieniawski (1974b) e Barton (1974).

Assim, foi proposta uma reformulação dos parâmetros m e s , incorporando o sistema de classificação *Rock Mass Rating* (RMR) de Bieniawski (1974b). Consequentemente, surgiram os conceitos de maciços não perturbados (*undisturbed rock mass*) e maciços perturbados (*disturbed rock mass*), com o objetivo de fornecer um método para reduzir as propriedades de maciços rochosos superficiais. As relações propostas para os parâmetros foram definidas conforme as equações a seguir.

Para maciços rochosos perturbados:

$$\frac{m}{m_i} = e^{\left(\frac{RMR-100}{14}\right)} \quad (8)$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{6}\right)} \quad (9)$$

Para maciços rochosos não perturbados:

$$\frac{m}{m_i} = e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)} \quad (10)$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{9}\right)} \quad (11)$$

onde:

- m e s são as constantes do maciço rochosos;
- m_i é o valor de m para a rocha intacta.

As equações supracitadas foram utilizadas para a confecção da Tabela 3.2, que apresenta uma relação aproximada entre a qualidade dos maciços rochosos e os parâmetros do critério de Hoek e Brown.

Tabela 3.2 - Relação aproximada entre a qualidade dos maciços rochosos e os parâmetros m e s .

Disturbed rock mass m and s values			undisturbed rock mass m and s values				
EMPIRICAL FAILURE CRITERION $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma'_c\sigma'_3 + s\sigma_c^2}$ σ'_1 = major principal effective stress σ'_3 = minor principal effective stress σ_c = uniaxial compressive strength of intact rock, and m and s are empirical constants.			CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE dolomite, limestone and marble	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE sandstone and quartzite	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS andesite, dolerite, diabase and rhyolite	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS - amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite
INTACT ROCK SAMPLES							
Laboratory size specimens free from discontinuities	m		7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
CSIR rating: RMR = 100	s		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
NGI rating: Q = 500	m		7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
	s		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS							
Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3m.	m		2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
CSIR rating: RMR = 85	s		0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
NGI rating: Q = 100	m		4.10	5.85	8.78	9.95	14.63
	s		0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
GOOD QUALITY ROCK MASS							
Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3m.	m		0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
CSIR rating: RMR = 65	s		0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293
NGI rating: Q = 10	m		2.006	2.865	4.298	4.871	7.163
	s		0.0205	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205
FAIR QUALITY ROCK MASS							
Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1m.	m		0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
CSIR rating: RMR = 44	s		0.00009	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
NGI rating: Q = 1	m		0.947	1.353	2.030	2.301	3.383
	s		0.00198	0.00198	0.00198	0.00198	0.00198
POOR QUALITY ROCK MASS							
Numerous weathered joints at 30-500mm, some gouge. Clean compacted waste rock	m		0.029	0.041	0.061	0.069	0.102
CSIR rating: RMR = 23	s		0.000003	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003
NGI rating: Q = 0.1	m		0.447	0.639	0.959	1.087	1.598
	s		0.00019	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019
VERY POOR QUALITY ROCK MASS							
Numerous heavily weathered joints spaced <50mm with gouge. Waste rock with fines.	m		0.007	0.010	0.015	0.017	0.025
CSIR rating: RMR = 3	s		0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001
NGI rating: Q = 0.01	m		0.219	0.313	0.469	0.532	0.782
	s		0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002

Fonte: Hoek & Brown (1988).

3.3. Critério de Hoek & Brown (1992)

Ao longo de mais dez anos de aplicação do Critério de Resistência Original de Hoek-Brown, seu uso já havia se tornado amplamente disseminado e algumas limitações do sistema original tornaram-se evidentes. Além disso, devido à ausência de alternativas adequadas, o critério passou a ser aplicado também a maciços rochosos de baixa qualidade, condição que diferia significativamente daquela considerada no modelo original. Observou-se que, para esses casos, a resistência à tração finita prevista no critério original mostrava-se excessivamente otimista e, portanto, necessitava de revisão.

Diante desse cenário, Hoek *et al.* (1992) reformularam o critério de forma a atender os seguintes objetivos:

- eliminar a resistência à tração prevista no critério original;
- introduzir de um sistema simplificado de classificação quantitativa do maciço rochoso, destinado à estimativa dos parâmetros do critério modificado;
- estabelecer procedimentos para o cálculo dos parâmetros que definem a envoltória de ruptura de Mohr, ou o critério modificado, permitindo determinar o ângulo de atrito instantâneo e a coesão para um dado valor de tensão normal.

Para compreender adequadamente as modificações introduzidas, serão percorridas inicialmente as considerações referentes à rocha intacta e, em seguida, aquelas relativas ao maciço rochoso fraturado.

3.3.1. Critério de Ruptura Para Rocha Intacta

No que se refere à aplicação do critério para rocha intacta, Equação 12, manteve-se a mesma formulação do critério original proposto em 1980, a qual pode ser expressa da seguinte forma:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2} \quad (12)$$

onde:

- σ'_1 = tensão principal efetiva maior na ruptura;
- σ'_3 = tensão principal efetiva menor na ruptura;
- σ_c = resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- m_i = constante litológica da rocha intacta.

A principal reformulação introduzida em 1992 refere-se ao parâmetro m_i , anteriormente designado apenas como m . Essa modificação decorreu de uma reavaliação dos dados de ensaios triaxiais utilizados no critério de 1980, combinado com a incorporação de novos resultados experimentais publicados, utilizando a técnica “*Simplex Reflection*”, descrita por Shah e Hoek (1992). Durante essa reinterpretação, confirmou-se o que já havia sido indicado anteriormente, demonstrando que a constante varia conforme a litologia do material e apresenta dependência direta da mineralogia, composição e tamanho da rocha intacta.

A Tabela 3.3 apresenta os valores de m_i com base em três grandes grupos de famílias de rochas. Os valores mais elevados desse parâmetro são característicos de rochas ígneas e metamórficas, que possuem estrutura cristalina bem intertravada, mineralogia predominantemente silicatada e grãos mais grossos. Em contrapartida, os valores mais baixos

correspondem a rochas sedimentares de grãos finos e de mineralogia essencialmente carbonática.

Tabela 3.3 - Valores de constantes m_i , para rocha intacta, por grupo.

Grain size	Sedimentary			Metamorphic		Igneous		
	Carbonate	Detrital	Chemical	Carbonate	Silicate	Felsic	Mafic	Mafic
Coarse	Dolomite	Conglomerate	-	Marble	Gneiss	Granite	Gabbro	Norite
	10,1	(20)		9,3	29,2	32,7	25,8	21,7
Medium	Chalk	Sandstone	Chert	-	Amphibolite	-	Dolerite	-
	7,2	18,8	19,3		31,2		15,2	
Fine	Limestone	Siltstone	Gypstone	-	Quartzite	Rhyolite	Andesite	Basalt
	8,4	9,6	15,5		23,7	(20)	18,9	(17)
Very fine	-	Claystone	Anhydrite	-	Slate	-	-	-
		3,4	13,2		11,4			

Fonte: Hoek *et al.* (1992).

Note: *Values shown were derived from statistical analysis of triaxial test data for each rock type. Values in parenthesis have been estimated.

3.3.2. Critério de Ruptura Para Maciços Rochosos Fraturados

A aplicabilidade do critério de Hoek e Brown para maciços rochosos fraturados é válida apenas quando o comportamento da resistência não é dominado por uma descontinuidade principal. Em problemas de engenharia de rocha em que uma zona de cisalhamento, por exemplo, controla a resistência do maciço, o critério não deve ser empregado. Nesses casos, para estimar o comportamento de descontinuidade, é mais adequado utilizar um critério de resistência ao cisalhamento, como o proposto por Batton (1971).

A aplicação do critério original a maciço de baixa competência geotécnica, submetidos a baixos valores de σ'_3 , previa uma resistência axial excessivamente elevada e uma resistência à tração finita. No entanto, a maioria dos engenheiros de rocha considera que maciços com essas características deveria apresentar resistência à tração nula.

Em razão dessa limitação do critério original de Hoek e Brown, foi desenvolvida uma versão modificada. Com base no trabalho de Shah (1992), sua tese de doutorado propôs um critério reformulado, introduzindo o parâmetro a , responsável por alterar a curvatura da envoltória de ruptura, especialmente nas faixas de tensões muito baixas, forçando a envoltória de resistência a prever resistência à tração igual a zero para o maciço rochoso. Além disso, o parâmetro m_i , utilizado no caso da rocha intacta, passa a ser denominado de m_b , adicionando um fator de correção dependente do grau de fraturamento do maciço analisado. O critério modificado, atendendo os requisitos supracitados, é expresso pela Equação 13.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^a \quad (13)$$

Nos maciços rochosos fraturados, as características de resistência são controladas pelo tamanho dos blocos e pelas descontinuidades que os definem. Essas descontinuidades devem ser selecionadas de forma a fornecer uma representação média da condição do maciço. Feições específicas, como falhas², diques ou zonas de cisalhamento³, devem ser tratadas separadamente.

O tamanho dos blocos está relacionado à estrutura do maciço e fornece uma medida de sua geometria geral. As condições superficiais dos planos de acamamentos e demais descontinuidades também exercem influência significativa sobre a resistência. Com base nessas duas características, estrutura e condições superficiais, foi possível desenvolver um sistema de classificação, apresentado na Tabela 3.4, destinado à estimativa dos parâmetros m_b e a para maciços fraturados. Esse sistema fornece o fator de correção m_b/m_i , de modo que o valor de m_b pode ser obtido substituindo-se o valor conhecido de m_i na expressão $m_b = m_i(m_b/m_i)$.

A partir da Tabela 3.4, observa-se que maciços com estrutura mal intertravada, altamente fragmentada e constituída por pequenos blocos, além de apresentarem condições superficiais de descontinuidades bastante degradadas e/ou preenchidas por materiais pouco competentes, tendem a exibir baixos valores de m_b e elevados valores a . Em contraste, maciço com blocos interligados, pouco perturbados e com condições de superfícies de descontinuidades pouco alteradas apresentam altos valores de m_b e baixo valores a .

Tabela 3.4 - Estimativa dos parâmetros m_b/m_i e a com base na estrutura da rocha e condições da superfície.

MODIFIED HOEK-BROWN FAILURE CRITERION		SURFACE CONDITION	VERY GOOD Unweathered, discontinuous, very tight aperture, very rough surface, no infilling	GOOD Slightly weathered, continuous, tight aperture, rough surface, iron staining to no infilling	FAIR Moderately weathered, continuous, extremely narrow, smooth surface, hard infilling	POOR Highly weathered, continuous, very narrow, polished/slickensided surfaces, hard infilling	VERY POOR Highly weathered, continuous, narrow, polished/slickensided surfaces, soft infilling
$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)^a$ σ'_1 = major principal effective stress at failure σ'_3 = minor principal effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of intact pieces in the rock mass m_b and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass							
STRUCTURE							
	BLOCKY - well interlocked, undisturbed rock mass; large to very block size	m_b/m_i a	0.7 0.3	0.5 0.35	0.3 0.4	0.1 0.45	
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass; medium block sizes	m_b/m_i a	0.3 0.4	0.2 0.45	0.1 0.5	0.04 0.5	
	BLOCKY/SEAMY - folded and faulted, many intersecting joints; small blocks	m_b/m_i a		0.08 0.5	0.04 0.5	0.01 0.55	0.004 0.6
	CRUSHED - poorly interlocked, highly broken rock mass; very small blocks	m_b/m_i a		0.03 0.5	0.015 0.55	0.003 0.6	0.001 0.65

Fonte: Hoek *et al.* (1992).

² Falhas são fraturas no maciço rochoso ao longo das quais ocorreu deslocamento por cisalhamento, podendo apresentar dimensões que variam desde a escala milimétrica até centenas de quilômetros, sendo frequentemente associadas a zonas de rochas intensamente cisalhada (HENCHER, 1987).

³ Zonas de cisalhamentos correspondem a descontinuidades estruturais tabulares caracterizadas por variações contínuas de resistência ou rigidez em uma faixa estreita de deformação, sem a presença de superfícies de escorregamentos bem definidas (SCHULTZ, 2019).

3.4. Critério de Hoek & Brown (1995)

Em 1995, ocorreu uma nova modificação do critério de Hoek e Brown (Hoek *et al.*, 1995), com o objetivo de solucionar lacunas que se tornaram evidentes à medida que o critério passou a ser amplamente difundindo na engenharia de rochas. Observou-se que o critério modificado de 1992 apresentava certo caráter conservador quando aplicado a maciços de melhor qualidade. Dessa forma, foi proposto um critério de resistência generalizado, que incorporava tanto a forma original quanto a modificada, esta última assumindo resistência à tração igual a zero. O critério generalizado é expresso pela Equação 14. Ressalta-se, que o critério para rocha intacta permaneceu inalterado.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (14)$$

onde:

- σ'_1 = tensão principal maior efetiva na ruptura;
- σ'_3 = tensão principal menor efetiva na ruptura;
- σ_c = resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- a e s = constantes adimensionais dependentes das características do maciço rochoso;
- m_b = é o valor da constante m para o maciço rochoso.

Inicialmente, o critério generalizado utilizou o sistema de classificação geomecânica RMR para estimar as constantes do modelo. A escolha desse sistema ocorreu porque o RMR já era amplamente utilizado e consolidado em projetos de engenharia de rochas. Embora essa metodologia funcionasse adequadamente para maciços rochosos relativamente competentes, com valores de RMR acima de 25, o mesmo não ocorria para maciços muito fraturados, com RMR inferiores a 25. Ademais, era necessário excessivo cuidado na aplicação dessa abordagem, pois diversos parâmetros do RMR, se mal empregados, poderiam resultar em duplicidade de considerações conforme apontado por Hoek, *et al.* (1992, 1995), gerando estimativas incoerentes da resistência do maciço.

Para superar essas limitações, Hoek e Brown propuseram um novo sistema de classificação de maciços, denominado *Geological Strength Index* (GSI). Esse sistema de classificação baseia-se em duas características principais:

- a forma dos blocos e o grau de intertravamento;
- o estado das superfícies das descontinuidades que se interceptam.

A principal razão para utilização desse novo sistema justificou-se pelo fato dessa última característica mencionada mostrar-se mais adequada para relacionar o critério de resistência às

observações geológicas no campo. Além disso, o GSI solucionou o problema de dupla contagem de parâmetros que ocorria no sistema RMR.

As relações entre os parâmetros m_b , s e a e o sistema de classificação GSI são apresentadas a seguir.

Para $GSI > 25$:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)} \quad (15)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)} \quad (16)$$

$$a = 0,5 \quad (17)$$

Para $GSI < 25$:

$$s = 0 \quad (18)$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (19)$$

Nota-se que o conceito de maciços perturbados e não perturbados, empregados em versões anteriores do critério, foi abandonado. A partir de então, deixou-se ao usuário a decisão sobre qual valor de GSI descrevia melhor os diferentes materiais rochosos exposto. Originalmente, a redução da resistência de maciços perturbados era feita diminuindo-se uma coluna no valor de RMR da tabela de classificação procedimento que Hoek *et al.* (1995) consideraram arbitrário demais. Assim, optou-se por permitir que os usuários tomassem suas próprias decisões sobre o quanto reduzir o valor de GSI para representar a perda de resistência do maciço.

3.5. Critério de Hoek & Brown (2002)

A última modificação significativa no critério de Hoek e Brown foi realizada em 2002 (Hoek *et al.*, 2002). Posteriormente, os autores publicaram novas edições, entretanto, sem mudanças relevantes que impactassem de fato o critério.

Como descrito ao longo da evolução do modelo, o critério teve como ponto de partida as propriedades da rocha intacta e, posteriormente, a introdução de fatores capazes de reduzir essas propriedades com base nos “defeitos” observados no maciço. Dessa forma, consolidou-se o critério generalizado de Hoek e Brown. A atualização de 2002 consiste em uma reafirmação das relações entre os parâmetros m_b , s e a e o sistema de classificação de maciços GSI, o qual também foi ampliado e aprimorado após seu desenvolvimento inicial, conforme apresentado nos trabalhos publicados por Hoek, Marinos e Bemissi (1988) e Hoek e Marinos (2000, 2001). Esse aprimoramento resultou no gráfico da Figura 3.5.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)					
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.					
STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS				
	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
	DECREASING SURFACE QUALITY →				
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓					
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40	30	
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				20	
					10
	N/A	N/A			

Figura 3.5 - Gráfico GSI básico para caracterização geológica de maciços rochosos.

Fonte: Hoek & Marinos (2000).

As novas derivações das relações entre os parâmetros m_b , s e a e o GSI são descritas a seguir:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (20)$$

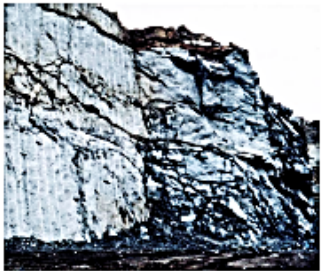
$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (21)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (22)$$

A reformulação proposta eliminou a descontinuidade no comportamento das funções associada ao critério publicado em 1995, anteriormente identificada em torno de GSI=25, passando a apresentar variação contínua e progressiva ao longo de toda faixa de valores de GSI. Além disso, foi introduzido um novo parâmetro, D , relacionado ao grau de distúrbio ao qual o maciço rochoso foi submetido por danos provenientes de detonações e alívio de tensões. Esse parâmetro pode variar de $D = 0$, para rochas não perturbadas, até $D = 1$, para rochas perturbadas, conforme descrito nas diretrizes proposta por Hoek *et al.* (2002) na Tabela 3.5.

Entretanto, diversos fatores podem influenciar o grau de distúrbio no maciço rochoso ao redor de uma escavação, portanto, os valores informados na Tabela 3.5 devem ser utilizados com cautela.

Tabela 3.5 - Diretrizes para estimar o fator de perturbação D .

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Fonte: Hoek *et al.* (2002).

4. METODOLOGIA

Esse tópico tem por objetivo descrever a metodologia empregada no presente trabalho, abordando o desenvolvimento ao longo do estudo, as premissas consideradas, bem como os materiais utilizados.

4.1. Considerações Iniciais

A definição da metodologia adotada neste trabalho fundamentou-se no estudo da generalização do critério de resistência de Hoek e Brown. Inicialmente, foi avaliada a coerência matemática do critério de resistência quando generalizado da rocha intacta para maciços rochosos, com o objetivo de estimar características de resistência em escala compatível com problemas típicos de projetos de engenharia de rochas.

A partir dessa análise, identificou-se uma inconsistência associada ao parâmetro a quando este passa a ser generalizado, deixando de assumir o valor fixo de 0,5, conforme apresentado na equação do critério aplicado à rocha intacta. Tal inconsistência já havia sido apontada por Figueiredo (2021) em suas notas de aulas do curso de Mecânica das Rochas do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

A discussão apresentada por Figueiredo (2021) constituiu um fator preponderante para a motivação deste estudo, ao estimular a investigação de como essa inconsistência matemática na equação pode influenciar os resultados da tensão principal maior estimada pelo critério. A descrição detalhada da formulação corrigida do critério de resistência de Hoek e Brown será apresentada em tópicos subsequentes.

Outra premissa importante refere-se ao parâmetro D , que está associado ao grau de perturbação ao qual o maciço rochoso está submetido. Em todas as análises realizadas neste estudo, adotou-se o valor de $D = 0$, uma vez que os principais resultados encontrados dizem a respeito de maciços rochosos brandos. Para esse tipo de material, Carter e Marinos (2007) afirmam que o fator D torna-se menos significativo, visto que a escavação é, em geral, executada por meios mecânicos mais suaves e sofre menor influência dos danos induzidos por detonação. Dessa forma, os efeitos de danos superficiais tendem a ser pouco relevantes quando comparados aos danos preexistentes no próprio maciço rochoso.

4.2. Materiais

O presente estudo utilizou, como ferramentas no desenvolvimento da pesquisa, um banco de dados paramétrico e o *software* Microsoft Excel 2021. O banco de dados foi construído a partir da aplicação das equações do critério de resistência de Hoek e Brown, considerando

como dados de entrada a resistência à compressão uniaxial, a tensão principal menor e o índice de resistência geológica, tendo como saída a resposta do maciço rochoso em termos de tensão principal. As análises de caráter computacional foram realizadas com o auxílio do *software* supracitado, empregado tanto na geração quanto no tratamento dos dados.

4.3. Correção da Equação do Critério Generalizado de Hoek & Brown

A etapa inicial da metodologia deste estudo consiste em demonstrar como dever ser realizado a introdução do parâmetro a no critério de resistência generalizado de Hoek e Brown, evidenciando a inconsistência matemática presente na forma como esse parâmetro é atualmente postulada na equação.

A equação do critério aplicada à rocha intacta pode ser expressa da seguinte forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2} \quad (23)$$

Para facilitar o entendimento da manipulação algébrica, o termo contido entre parênteses da Equação 23 será denotado por A , tal que $A = m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1$. Dessa forma, a equação pode ser reescrita como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (A)^{1/2} \quad (24)$$

Observa-se que σ_c pode ser representado como $(\sigma_c^2)^{1/2} = \sigma_c^{2(1/2)} = \sigma_c^1 = \sigma_c$. Assim, a Equação 24 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_c^2)^{1/2} (A)^{1/2} = \sigma_3 + (\sigma_c^2 A)^{1/2} \quad (25)$$

Substituindo o termo A por sua expressão original, obtém-se:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left[\sigma_c^2 \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right) \right]^{1/2} \quad (26)$$

Aplicando a propriedade distributiva, chega-se às seguintes expressões:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(\sigma_c^2 m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \sigma_c^2 \right)^{1/2} \quad (27)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_i \sigma_3 \sigma_c + \sigma_c^2)^{1/2} \quad (28)$$

A forma generalizada do critério de Hoek Brown, considerando as últimas modificações relevantes apresentadas por Hoek *et al.* (2002), pode ser escrita como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (29)$$

Nota-se que a Equação 29 apresenta estrutura semelhante à Equação 23: o parâmetro m_i passa a ser representado por m_b , o valor constante de 1 é substituído pelo parâmetro s e o expoente fixo $1/2$ é generalizado como parâmetro a . Essas modificações visam viabilizar a

aplicação do critério a maciços rochosos por meio de fatores de correção dependentes do GSI, conforme descrito pelas Equações 20, 21 e 22, apresentadas no Tópico 3.5 deste trabalho.

Uma vez que as Equações 23 e 29 são estruturalmente semelhantes, a dedução algébrica empregada para reescrever a Equação 23 na forma da Equação 28 pode ser aplicado ao critério generalizado. Assim, a Equação 29 pode ser reescrita como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_3 \sigma_c + s \sigma_c^2)^a \quad (30)$$

Entretanto, na forma apresentada na Equação 30, não é possível colocar o termo associado à resistência à compressão uniaxial da rocha elevado ao quadrado em evidência e extraí-lo dos parênteses, como ocorre na Equação 29 proposta por Hoek *et al.* (2002).

Essa manipulação algébrica só é válida no caso da rocha intacta, pois o expoente $1/2$, é o inverso multiplicativo de 2, que corresponde ao expoente da resistência à compressão uniaxial na Equação 28. Quando esse expoente é generalizado para o parâmetro a , essa relação deixa de ser válida.

Para que se obtenha a forma da Equação 29 mantendo o rigor matemático, a expressão deve ser reescrita de modo que o expoente associado à resistência à compressão uniaxial seja o inverso de a , ou seja, $1/a$. Assim, a equação generalizada deve assumir a seguinte forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(m_b \sigma_3 \sigma_c + s \sigma_c^{1/a} \right)^a \quad (31)$$

Extraindo o fator comum $\sigma_c^{1/a}$, obtém-se:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left[\sigma_c^{1/a} \left(\frac{m_b \sigma_3 \sigma_c}{\sigma_c^{1/a}} + 1s \right) \right]^a \quad (32)$$

Como $1/a$ é o inverso de a , o termo $\sigma_c^{1/a}$ é simplificado por meio da propriedade de potências, podendo ser reescrito fora dos colchetes, resultando em:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(\frac{m_b \sigma_3 \sigma_c}{\sigma_c^{1/a}} + s \right)^a \quad (33)$$

Observa-se que a Equação 33 pode ser ainda simplificada, uma vez que há uma divisão de potências de mesma base. No numerador tem-se σ_c^1 e no denominador $\sigma_c^{1/a}$, aplicando-se as propriedades algébricas, obtém-se:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(\frac{m_b \sigma_3}{\sigma_c^{(1/a-1)}} + s \right)^a \quad (34)$$

Por fim, a Equação 34 pode ser reescrita por meio de identidade algébrica, resultando em:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c^{(1-a)/a}} + s \right)^a \quad (35)$$

Desta forma, obtém-se a expressão corrigida do critério generalizado de Hoek e Brown, preservando-se o rigor e a consistência matemática necessários à sua aplicação.

4.4. Estrutura da Análise Paramétrica

A segunda etapa da pesquisa consistiu na realização de análises paramétricas com o objetivo de comparar a resposta do maciço rochoso, em termos de tensão principal maior (σ_1), obtido a partir da equação original do critério de Hoek e Brown e da expressão corrigida apresentada no Tópico 4.3.

Para realizar esse comparativo, foi elaborado um banco de dados paramétrico a partir da aplicação das referidas equações. Conforme apresentado na revisão bibliográfica deste trabalho, os parâmetros do critério de Hoek e Brown apresentam correlação com o índice GSI. Dessa forma, tornou-se necessário avaliar como a variação desse parâmetro interfere nos resultados gerados pela equação. Para isso, foi criada uma coluna específica no banco de dados contemplando valores de GSI ao longo de toda sua faixa de variação, discretizados em intervalos regulares de 5 unidades. Essa abordagem permite verificar se as diferenças entre as equações se manifestam ao longo de toda faixa do GSI ou apenas em intervalos específicos.

Outro parâmetro de entrada relevante na aplicação das equações é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_c). Esse parâmetro é obtido, preferencialmente, por meio de ensaios laboratoriais, entretanto, também pode ser estimado a partir de valores tabelados, conforme apresentado na Tabela 4.1. Por meio dessa tabela, padronizada pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM), é possível obter, em campo, estimativas de σ_c com o auxílio de ferramentas usuais utilizadas por um geólogo. Essas estimativas de resistência podem ser divididas em classes, conforme proposto por Brown (1981), variando desde a classe R0, correspondente a rochas extremamente brandas ($0,25MPa < \sigma_c < 1,0MPa$), até a classe R6, correspondente a rochas extremamente resistentes ($\sigma_c > 250MPa$).

Tabela 4.1- Estimativas de campo da resistência à compressão uniaxial.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely strong	>250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100–250	4–10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50–100	2–4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25–50	1–2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5–25	†	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1–5	†	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25–1	†	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

*Grade according to Brown [6].
†Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Fonte: Hoek & Brown (1997).

Dessa forma, foram estabelecidos, no banco de dados, valores representativos de σ_c pertencentes a cada classe de resistência, com o intuito de analisar como o aumento da resistência à compressão uniaxial influencia os resultados a partir das duas equações consideradas.

Por fim, considerou-se como parâmetro de entrada a tensão principal menor (σ_3). A introdução desse parâmetro foi realizada por meio de intervalos de valores, com o mesmo objetivo adotado para os parâmetros anteriormente descritos: avaliar a influência de sua variação na estimativa de σ_1 . Para isso, foram definidos valores de σ_3 dentro do intervalo proposto por Hoek & Brown (1980a) na estimativa dos valores de σ_c e m_i no critério original, compreendido entre $0 < \sigma'_3 \leq 0,5\sigma_c$.

Com o intuito de compreender de forma sistemática a influência desse parâmetro, o domínio foi discretizado em valores percentuais da resistência à compressão uniaxial, em incrementos regulares de 10%, correspondentes a $0,1\sigma_c$, $0,2\sigma_c$, $0,3\sigma_c$, $0,4\sigma_c$ e $0,5\sigma_c$. Essa variação foi considerada dentro de cada classe de σ_c .

Assim, foi desenvolvido o banco de dados paramétrico utilizado para realizar o comparativo entre a equação original do critério de Hoek e Brown e a equação corrigida. As Tabelas 4.2 e 4.3 exemplificam a estrutura do banco de dados e a forma como foram implementadas as variações dos parâmetros discutidos anteriormente. Essa estrutura foi

mantida para todos os demais valores de σ_c e pode ser consultada, para todos os casos, no Apêndice A deste trabalho.

Tabela 4.2 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 10\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,1 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,025
10	0,25	0,025
15	0,25	0,025
20	0,25	0,025
25	0,25	0,025
30	0,25	0,025
35	0,25	0,025
40	0,25	0,025
45	0,25	0,025
50	0,25	0,025
55	0,25	0,025
60	0,25	0,025
65	0,25	0,025
70	0,25	0,025
75	0,25	0,025
80	0,25	0,025
85	0,25	0,025
90	0,25	0,025
95	0,25	0,025
100	0,25	0,025

Fonte: O autor.

Tabela 4.3 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 20\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,05
10	0,25	0,05
15	0,25	0,05
20	0,25	0,05
25	0,25	0,05
30	0,25	0,05

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
35	0,25	0,05
40	0,25	0,05
45	0,25	0,05
50	0,25	0,05
55	0,25	0,05
60	0,25	0,05
65	0,25	0,05
70	0,25	0,05
75	0,25	0,05
80	0,25	0,05
85	0,25	0,05
90	0,25	0,05
95	0,25	0,05
100	0,25	0,05

Fonte: O autor.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico são apresentados os resultados e as discussões obtidos a partir da metodologia de pesquisa proposta. São discutidos os resultados decorrentes do tratamento de dados, obtidos por meio da aplicação das equações original e corrigida do critério de Hoek e Brown, evidenciando-se as principais diferenças entre ambas as expressões, bem como a influência dos parâmetros de entrada sobre os resultados gerados.

Adicionalmente, é analisado um comportamento anômalo da função que rege o parâmetro a quando esta é aplicada a determinados valores de resistência à compressão uniaxial e de tensões de confinamento. Também são apresentadas e discutidas as propostas de novas funções para o parâmetro a , formuladas com o objetivo de corrigir esse comportamento, as quais demonstram boa convergência.

5.1. Análise Paramétrica

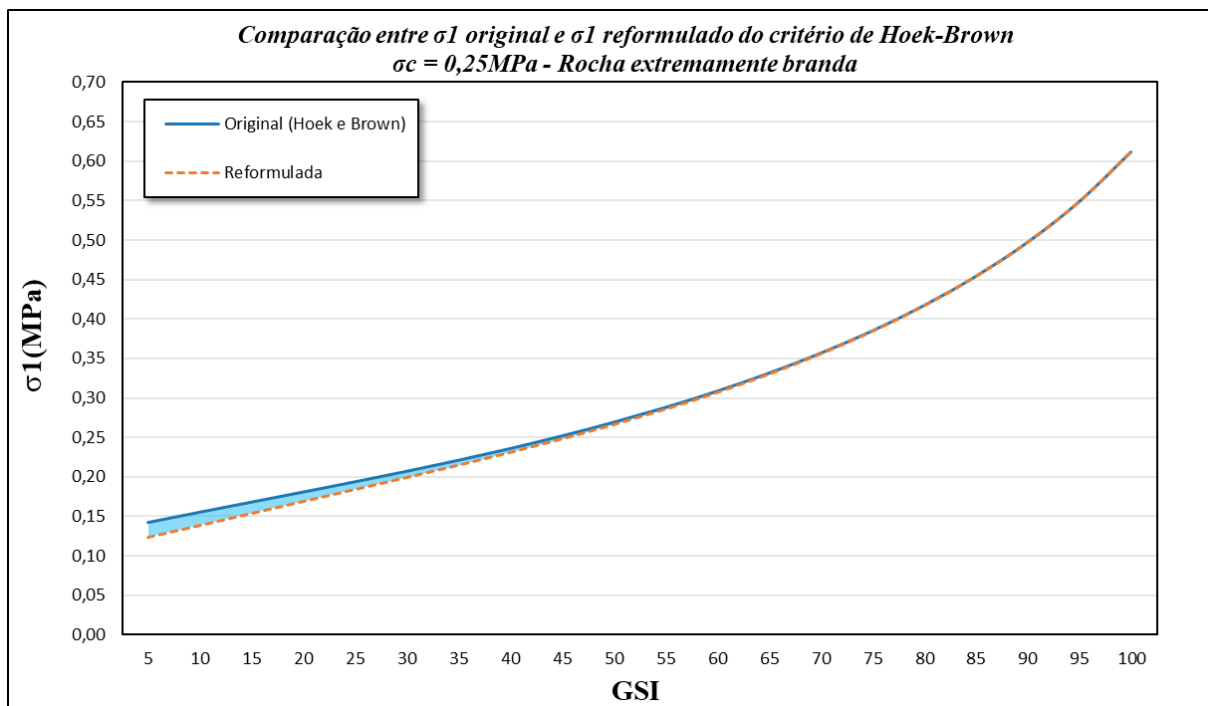
A primeira operação realizada no banco de dados consistiu na resolução da equação original do critério de Hoek e Brown e da expressão corrigida apresentada no Tópico 4.3 ambas executadas em ambiente computacional. Posteriormente, foram realizadas análises de sensibilidade do σ_1 (variável dependente) ao parâmetro a (variável independente), que elucidam a resposta do modelo empírico original e do modelo reformulado, evidenciando as diferenças de comportamento ao longo do intervalo de valores de GSI analisado. Adicionalmente, avaliou-se a influência dos parâmetros de entrada sobre essas diferenças de comportamento.

5.1.1. Influência dos parâmetros σ_c e σ_3

Para compreender como esses dois parâmetros de entrada influenciam os resultados, foi inicialmente realizada uma análise variando-se o valor de σ_c para um valor fixo de σ_3 . O valor adotado para σ_3 foi $0,3\sigma_c$, escolha justificada por situar-se em uma faixa intermediária daquela proposta por Hoek & Brown (1980a), uma vez que valores intermediários tendem, de modo geral, a apresentar comportamento mais estável, facilitando a interpretação dos resultados. Os valores de σ_c , por sua vez, foram variados de acordo com os valores representativos pertencentes a cada classe de resistência, considerando os limites das classes, de R0 até R6.

A Figura 5.1 ilustra o gráfico dos valores de σ_1 ao longo de toda a faixa do GSI para as expressões original e reformulada, utilizando-se um valor de $\sigma_c = 0,25$ MPa, característico de uma rocha extremamente branda. A região hachurada entre as curvas correspondentes ao modelo original e ao modelo reformulado tem por objetivo evidenciar a diferença nos valores de σ_1 gerados por cada expressão.

Figura 5.1 - Comparação entre σ_1 obtido pela eq. original e pela eq. reformulado para um $\sigma_c = 0,25\text{MPa}$.



Fonte: O autor.

A partir do gráfico apresentado na Figura 5.1, observa-se que as curvas correspondentes às expressões original e reformulada são bastante próximas, indicando diferenças pouco expressivas entre os resultados. No entanto, nota-se que a discrepância entre as equações passa a se intensificar para valores de GSI inferiores a 40, comportamento fisicamente coerente, uma vez que o parâmetro a foi concebido para exercer maior influência em maciços de baixa qualidade geotécnica, progressivamente mais próximos de solos residuais. Nesses materiais, o mecanismo de ruptura deixa de ocorrer predominantemente por propagação de fraturas, o que torna inadequada a aplicação do expoente fixo $1/2$, justificando a adoção de um fator exponencial corrigido. Além disso, a equação reformulada mostra-se levemente mais conservadora em relação à equação original, contudo, esse comportamento é observado apenas para valores de $\sigma_c < 1,0\text{MPa}$, enquanto, para valores superiores, observa-se um comportamento distinto, o qual será discutido adiante.

Para valores de $\sigma_c = 1,0\text{MPa}$, as curvas correspondentes às equações original e reformulada coincidem, não havendo diferença entre elas. Matematicamente, esse comportamento é relativamente simples de explicar. As Equações 36 e 37 representam, respectivamente, as expressões original e reformulada do critério, sendo a principal diferença entre ambas o expoente que acompanha o termo σ_c no denominador da expressão. Quando σ_c assume valor unitário, essa diferença deixa de existir, uma vez que, de acordo com as

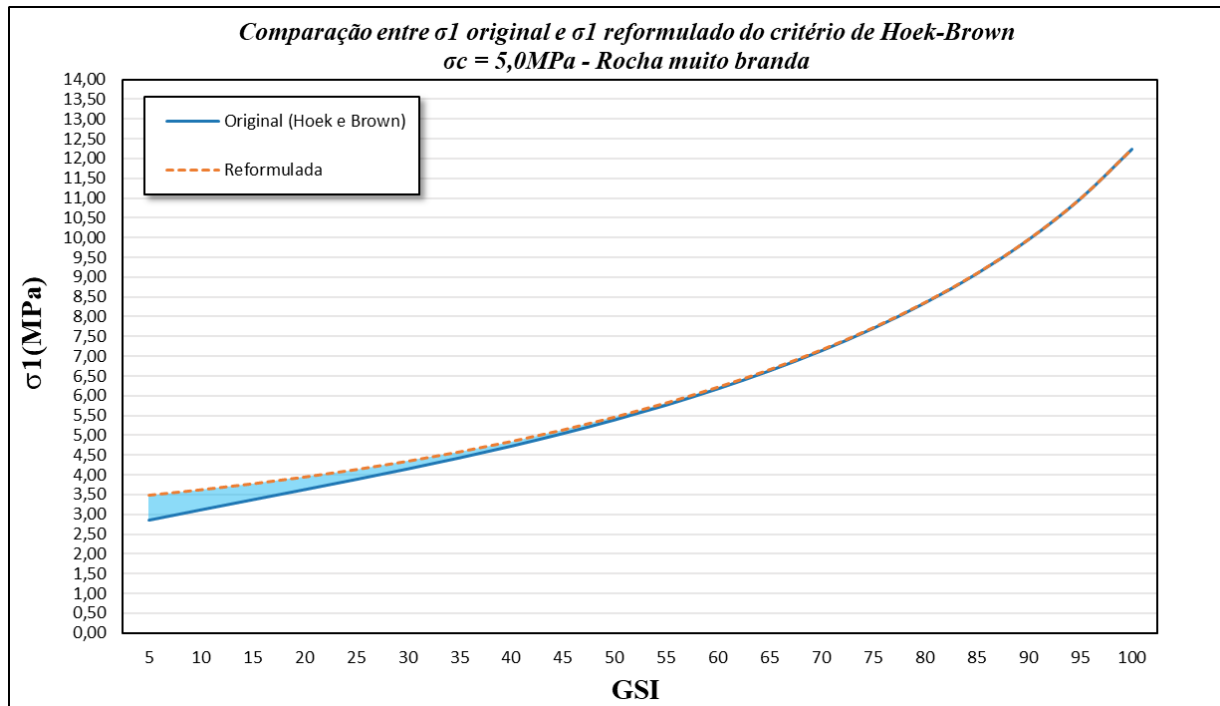
propriedades da potenciação, a expressão 1^n é invariável em relação ao expoente, assumindo sempre valor unitário.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (36)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c^{(1-a)/a}} + s \right)^a \quad (37)$$

Utilizando valores de $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$, correspondentes ao limite superior da classe R1, caracterizada como rocha muito branda, observa-se novamente que as maiores discrepância entre os valores de σ_1 obtidos pelas duas equações ocorrem para valores de GSI inferiores a 40, reforçando a interpretação de que esse comportamento não se trata de um cenário pontual, mas sugere uma tendência consistente. Essa discussão apresentada é ilustrada no gráfico apresentado na Figura 5.2.

Figura 5.2 - Comparação entre σ_1 obtido pela eq. original e pela eq. reformulado para um $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$.



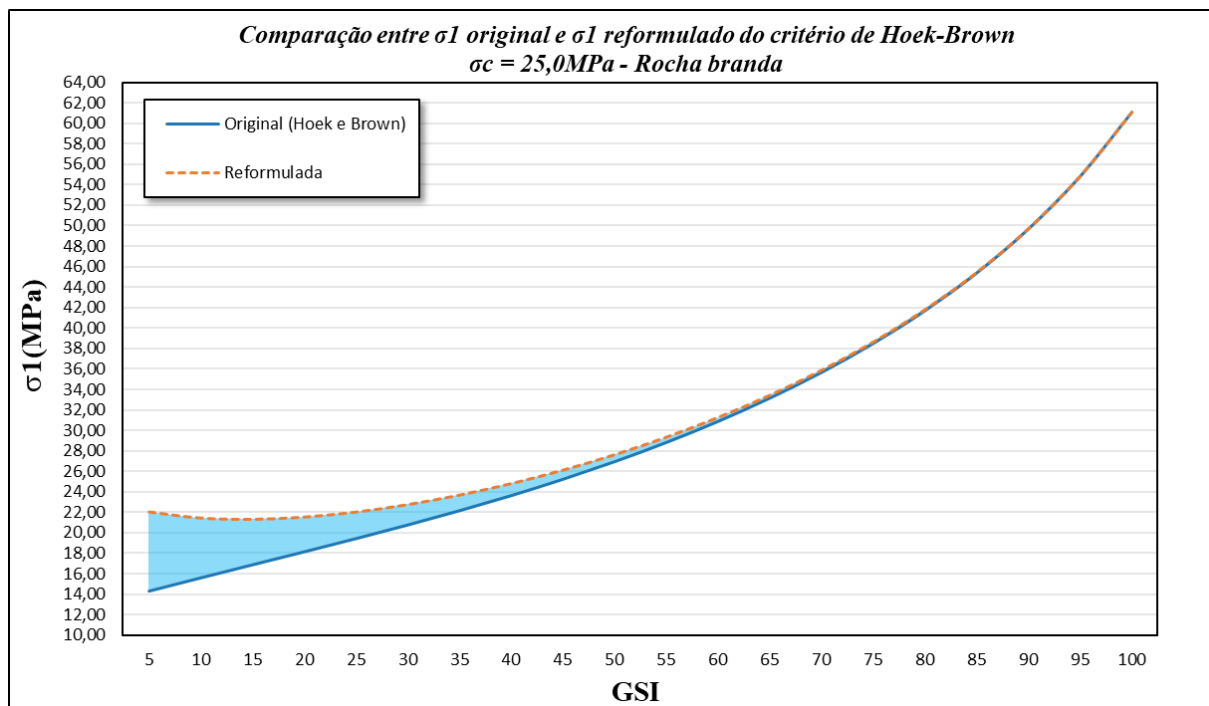
Fonte: O autor.

Além disso, a partir do gráfico da Figura 5.2, verifica-se que a equação original passa a apresentar um caráter mais conservador quando comparado à equação reformulada, comportamento observado ao longo de toda faixa de valores de $\sigma_c > 1,0 \text{ MPa}$. Adicionalmente, nota-se que a diferença entre as equações, que era pouco expressiva para $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$, torna-se mais significativa nesse cenário, atingindo diferenças superiores a $500,0 \text{ KPa}$.

A Figura 5.3 ilustra o gráfico dos valores de σ_1 obtidos para um $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$. Novamente observa-se a tendência de maiores divergência entre os valores de σ_1 obtidos pelas duas equações para GSI inferiores a 40, comportamento que se repete nas demais classes de

resistência até a classe R6, caracterizada como rocha extremamente competente. Além disso, verifica-se um aumento considerável da diferença entre as equações, que, nessa condição, supera valores de 5,0 MPa.

Figura 5.3 - Comparação entre σ_1 obtido pela eq. original e pela eq. reformulado para um $\sigma_c = 25,0\text{MPa}$.



Fonte: O autor.

A partir do gráfico apresentado na Figura 5.3, identifica-se um comportamento anômalo da curva gerada pela equação reformulada. Note que, para valores de GSI inferiores a 15, são obtidos valores de σ_1 superiores aos obtidos para GSI 15 e 20, indicando uma inversão local da tendência esperada.

Embora σ_1 não apresente uma relação direta com o GSI, uma vez que σ_1 representa um estado de tensão ao qual o maciço pode estar submetido, enquanto o GSI é um índice de classificação geológica que não considera o estado de tensões, mas, sim o grau de fraturamento e as condições das descontinuidades presentes no maciço, existe uma influência indireta entre esses parâmetros. Como o GSI atua por meio dos parâmetros m_b , a e s , é matematicamente esperado que a redução do GSI intensifique os fatores de correção associados a esses parâmetros, resultando em valores progressivamente menores de σ_1 .

Do ponto de vista físico, também se espera que maciços com menores valores de GSI, isto é, com maior grau de fraturamento e condições mais crítica das descontinuidades, apresentem resistência reduzida quando comparado a maciços com valores de GSI mais elevados, assumindo valores equivalentes de resistência à compressão uniaxial.

Essa mesma análise foi estendida às classes de resistência correspondentes a valores de σ_c superiores a 25,0MPa. O comportamento anômalo descrito anteriormente também foi observado nessas classes, com a ressalva de que, à medida que o valor de σ_c aumentava, esse comportamento tornava-se ainda mais evidente e acentuado.

Com o objetivo de compreender a influência da tensão principal menor (σ_3) nesse comportamento, foram aplicados diferentes valores desse parâmetro, conforme o procedimento descrito na metodologia do trabalho. Assim, por exemplo, para a classe correspondente a $\sigma_c = 5,0MPa$, foram considerados valores de σ_3 iguais a $0,1\sigma_c$, $0,2\sigma_c$, $0,3\sigma_c$, $0,4\sigma_c$ e $0,5\sigma_c$. Essa mesma estrutura foi aplicada a todas as classes de resistência, de R0 a R6, tendo-se verificado que o comportamento anômalo passa a se manifestar a partir de $\sigma_c = 25,0MPa$, sob a condição de σ_3 da ordem de 20% de σ_c .

Dessa forma, compreende-se que, ao se realizar a correção da equação que expressa o critério de resistência de Hoek e Brown, torna-se necessário promover também uma correção na expressão que rege o parâmetro a , uma vez que esse parâmetro é responsável por controlar o raio de curvatura da envoltória de ruptura do critério. Além disso, por se tratar de um critério empírico, a função originalmente atribuída ao parâmetro a mostrava-se válida apenas para a equação original, com a reformulação do critério, a expressão que rege esse parâmetro possivelmente deixou representar de forma adequada o comportamento da nova equação. Diante desse cenário, foram propostas duas novas expressões para o parâmetro a , discutidas na sequência.

5.2. Expressões propostas para o parâmetro a

Diante do cenário apresentado anteriormente, foram propostas duas novas expressões empíricas para o parâmetro a . A primeira formulação foi denominada de Equação (R)⁴, enquanto a segunda formulação foi denominada de Equação (A)⁵.

5.2.1. Equação (R)

A expressão original desenvolvida por Hoek e Brown para o parâmetro a é apresentada na Equação 38. A Equação (R) teve como característica preservar a estrutura funcional da expressão original, buscando compreender de que forma cada componente da função influencia a trajetória da envoltória.

⁴ Formulação desenvolvida pelo Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo, Professor Associado da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e orientador desse trabalho.

⁵ Formulação desenvolvida pelo autor do presente trabalho, Alexandre de Lima Oliveira, pesquisador vinculado à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (38)$$

A lógica subjacente a essa formulação consiste em acrescentar ao parâmetro a um valor superior a $1/2$, principalmente para baixos valores de GSI. Esse acréscimo é promovido pela segunda parcela da Equação 38, que se soma ao valor base de $1/2$. A partir de um procedimento empírico, no qual se analisou o comportamento dessa função, verificou-se que o incremento proposto originalmente por Hoek e Brown deveria ser reduzido. Em particular, observou-se que o fator adicional deveria corresponder a aproximadamente a um terço daquele originalmente proposto, resultando na forma expressa pela Equação 39, denominada neste trabalho de Equação (R).

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (39)$$

5.2.2. Equação (A)

Por sua vez, a proposta desenvolvida para a Equação (A) baseou-se na reformulação integral da estrutura originalmente prevista na equação de Hoek e Brown. Essa formulação teve como característica, assim como na Equação (R), analisar a influência de cada componente da função original sobre a trajetória da envoltória e corrigir o comportamento anômalo resultante.

Como discutido no tópico anterior, a expressão originalmente proposta por Hoek e Brown para o parâmetro a é descrita pela Equação 38. A partir dessa expressão, e do critério de resistência como um todo, foram adotadas algumas premissas fundamentais para a reformulação da nova equação proposta, são elas:

- para a rocha intacta, a equação proposta não deve admitir acréscimos, ou seja, para GSI = 100, o valor de a deve ser igual a $1/2$;
- o valor de σ_1 gerado pelo critério deve aumentar com o aumento do GSI.

De modo geral, a equação originalmente proposta pode ser expressa de forma conceitual como:

$$a = 0,5 + (\text{acrécimo dependente do GSI})$$

em que:

- para valores baixos de GSI, esse acréscimo deve ser mais expressivo, penalizando maciços rochosos de baixa qualidade geotécnica;
- para valores elevados de GSI, o acréscimo deve ser pouco significativo, de modo que, quando GSI = 100, o acréscimo seja nulo e o valor de a retorne a 0,5 representando a condição da rocha intacta.

Para simplificar a análise, o valor de GSI foi normalizado, passando-se a trabalhar em uma escala de 0 a 1, em vez da escala original de 0 a 100, facilitando a interpretação do comportamento da função. Assim, define-se:

$$x = \frac{GSI}{100}, \begin{cases} GSI = 0, & x = 0 \\ GSI = 100, & x = 1 \end{cases}$$

Entretanto, para atender às premissas anteriormente estabelecidas, é necessário que a função que rege o acréscimo apresente comportamento inverso ao de x . Isto é, quando $GSI = 100$, deve-se ter acréscimo nulo em a , prevalecendo o valor $1/2$. Dessa forma, define-se a seguinte função auxiliar:

$$f(x) = 1 - x; \begin{cases} f(0) = 1 \\ f(1) = 0 \end{cases}$$

A Figura 5.4 apresenta o gráfico que descreve o comportamento do parâmetro a originalmente proposto por Hoek e Brown. Observa-se que, para valores baixos de GSI, a função assume valores mais elevados de a , enquanto, para valores de GSI superiores a 40, a função apresenta um comportamento monótono, com valores de a próximos de $1/2$. Esse comportamento é fisicamente coerente e já foi discutido anteriormente, uma vez que, para baixos valores de GSI, o mecanismo de ruptura não ocorre predominantemente por propagação de fraturas, não sendo adequado manter o expoente fixo igual a $1/2$.

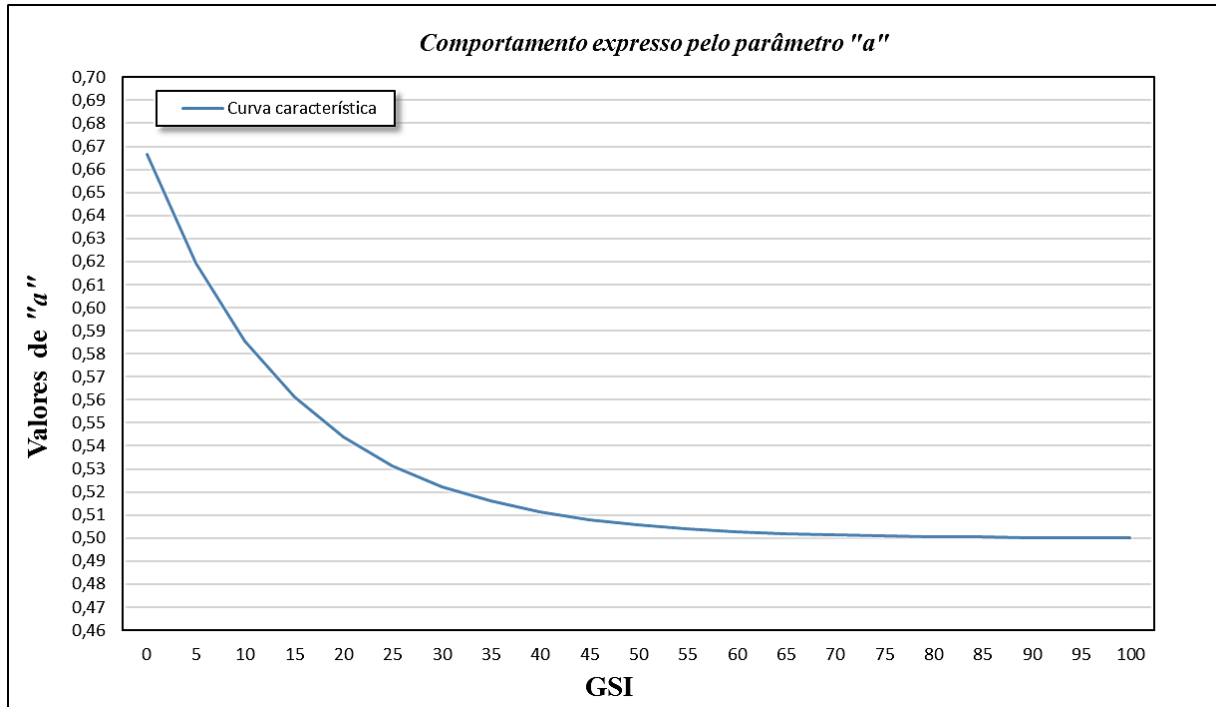
Além disso, observa-se que a função apresenta um decrescimento bastante acentuado, característica típica de funções exponenciais. Diante desse aspecto, a função foi reformulada, introduzindo-se um termo exponencial, denominado de p , resultando na seguinte forma:

$$f(x) = 1 - x^p \quad (40)$$

Para analisar o comportamento da variável p , foi calculado a primeira derivada da função $f(x)$, obtendo-se:

$$f'(x) = -px^{p-1} \quad (41)$$

O sinal negativo indica que a função é decrescente, ou seja, $f(x)$ diminui à medida que x aumenta, comportamento coerente com aquele observado no gráfico da Figura 5.4.

Figura 5.4 - Comportamento do parâmetro a ao longo de toda faixa do GSI.

Fonte: O autor.

Reescrevendo integralmente a formulação proposta até esse ponto, obtém-se:

$$a = \frac{1}{2} + \left[1 - \left(\frac{GSI}{100} \right)^p \right] \quad (42)$$

Essa mesma equação pode ser apresentada de forma simplificada como:

$$a = \frac{1}{2} + f(GSI) \quad (43)$$

Comparando-se essa expressão com a Equação 38 originalmente proposta por Hoek e Brown observa-se que, antes do termo exponencial dependente do GSI, existe um termo multiplicativo igual a $1/6$, cuja função é ajustar a amplitude da variação do parâmetro a . Para representar esse efeito na nova formulação, introduziu-se um coeficiente multiplicativo, c , resultando nas seguintes expressões:

$$a = \frac{1}{2} + c \left[1 - \left(\frac{GSI}{100} \right)^p \right] \quad (44)$$

$$a = \frac{1}{2} + c * f(GSI) \quad (45)$$

Analisando-se a Equação 44 para os valores extremos da faixa de GSI, isto é, $GSI = 0$ e $GSI = 100$, obtém-se:

$$\begin{cases} a(0) = 0,5 + c \\ a(1) = 0,5 \end{cases}$$

Na formulação original de Hoek e Brown, o coeficiente correspondente ao termo c é igual a $1/6$. Dessa forma, estabelece que, na equação reformulada, a variável c deve pertencer a uma faixa de valores tal que $c \leq 1/6$.

Com base nessas considerações, foram realizados diversos testes empíricos utilizando a Equação 44, adotando-se diferentes combinações das variáveis p e c . Observou-se, entretanto, que a expressão proposta ainda não reproduzia um decrescimento suficientemente acentuado como aquele observado na curva original do parâmetro a apresentada na Figura 5.4. Para corrigir esse aspecto, foi introduzido um novo expoente adicional, denominado, q , com o objetivo de intensificar o decrescimento da função para baixos valores de GSI, mantendo posteriormente um comportamento mais uniforme. Com essa modificação, a expressão proposta passou a ser escrita como:

$$a = \frac{1}{2} + c \left[1 - \left(\frac{GSI}{100} \right)^p \right]^q \quad (46)$$

Novamente, por meio de um processo empírico baseado em tentativas e erros, identificou-se que os valores que melhor ajustaram a curva do parâmetro a foram:

$$\begin{cases} c = 0,12 \\ p = 0,20 \\ q = 2,00 \end{cases}$$

Assim, a expressão reformulada, denominada de Equação (A), assume a seguinte forma final:

$$a = \frac{1}{2} + 0,12 \left[1 - \left(\frac{GSI}{100} \right)^{0,2} \right]^2 \quad (47)$$

5.3. Análise Paramétrica e Comparativa das Novas Equações Propostas Para o Parâmetro a

A equação reformulada do critério de Hoek Brown será novamente analisada em conjunto com a equação original do critério. Entretanto, neste contexto, a equação reformulada não fará uso da expressão originalmente proposta para o parâmetro a , mas sim das novas formulações apresentadas no tópico anterior, ou seja, a Equação (R) e a Equação (A).

Além disso, algumas das premissas adotadas na primeira análise serão mantidas nesta segunda etapa. Em um primeiro momento, será variado o valor de σ_c para um valor fixo de σ_3 , sendo adotado o mesmo valor utilizado anteriormente, isto é, $\sigma_3 = 0,3\sigma_c$. Em um segundo momento, serão variados os valores de σ_3 dentro de uma mesma classe de resistência, conforme o procedimento descrito na metodologia do trabalho. Dessa forma, será possível avaliar como esses dois parâmetros influenciam os valores de σ_1 obtidos.

Adicionalmente, conforme observado na primeira análise, as principais diferenças entre as equações concentram-se em valores de GSI inferiores a 40, comportamento que tende a se repetir mesmo com a inclusão das novas expressões que regem o parâmetro a . Isso se deve ao

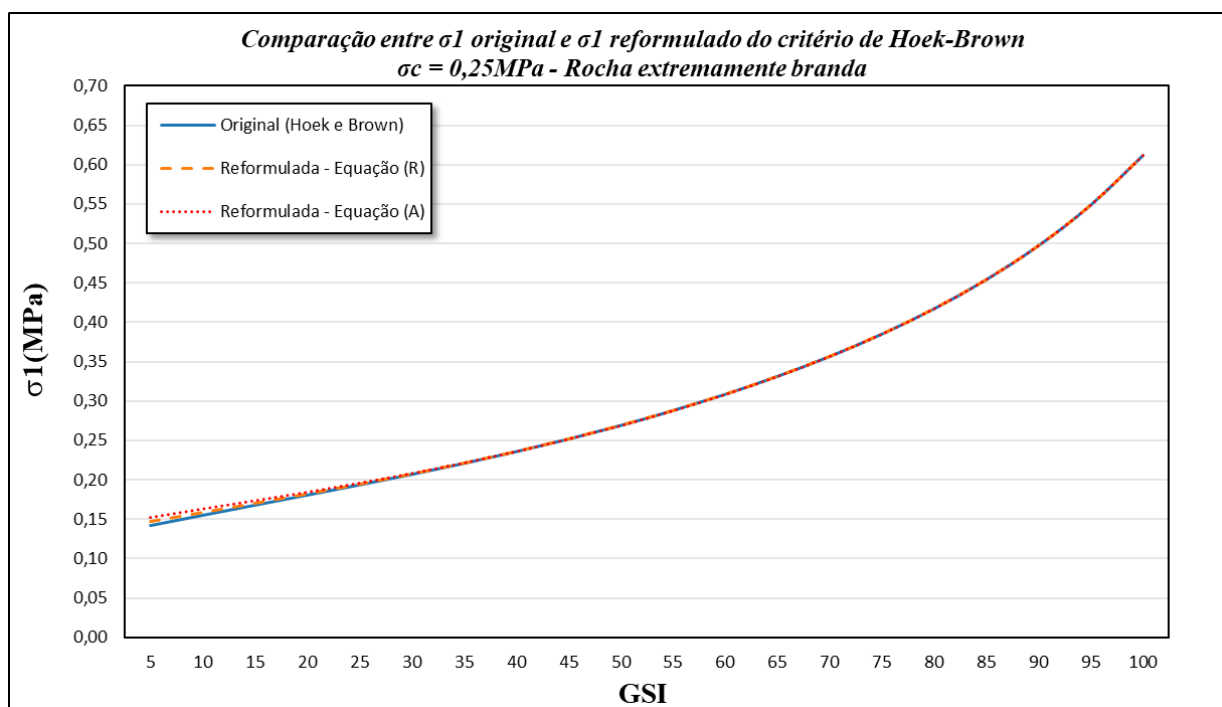
fato de que esse parâmetro foi introduzido no critério para fornecer uma representação mais fidedigna do mecanismo de ruptura em maciços rochosos de baixa qualidade geotécnica.

Diante disso, a análise será conduzida até valores de $\sigma_c = 50MPa$, correspondentes ao limite superior da classe de resistência R3, caracterizada como rochas mediamente resistentes. Valores superiores, como $\sigma_c = 100MPa$, dificilmente estão associados a GSI inferiores a 40, embora não exista uma relação direta entre o GSI e σ_c . Além disso, para valores mais elevados de GSI, as diferenças entre as equações tornam-se praticamente desprezíveis, o que inviabiliza uma interpretação significativa desses cenários no contexto desta análise.

As Figuras 5.5 e 5.6 apresentam, respectivamente, os gráficos dos valores de σ_1 obtidos para $\sigma_c = 0,25 MPa$ e $\sigma_c = 5,0 MPa$. A partir do gráfico da Figura 5.5, observa-se que o comportamento mais conservador da equação original proposta por Hoek e Brown, identificado na primeira análise, não se repete neste caso. Nessa condição, a expressão reformulada passa a apresentar um caráter ligeiramente mais conservador, embora as diferenças entre as curvas sejam pouco expressivas.

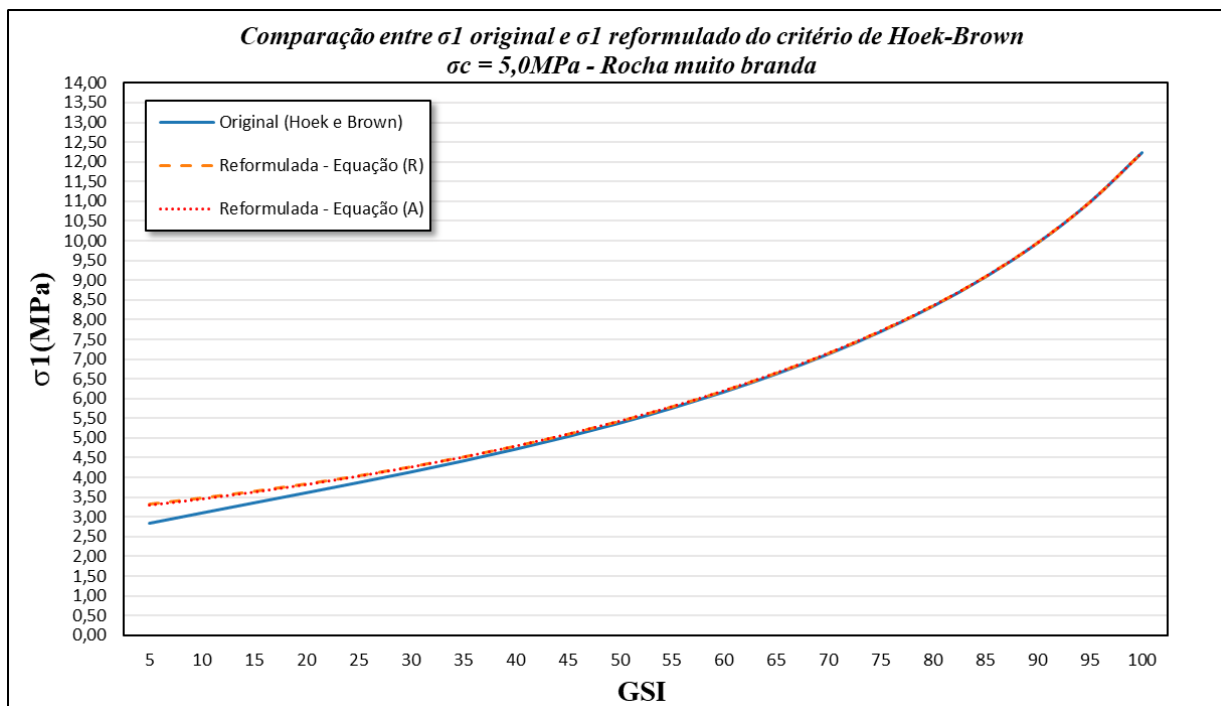
Já a partir do gráfico da Figura 5.6, é possível identificar algumas tendências relevantes. Nota-se que a diferença entre as equações original e reformulada tende a aumentar com o incremento de σ_c . Além disso, observa-se que a Equação (R) e a Equação (A) apresentam boa convergência entre si ao longo de toda faixa de GSI analisada.

Figura 5.5 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25Mpa$.



Fonte: O autor.

Figura 5.6 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas Eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{MPa}$.

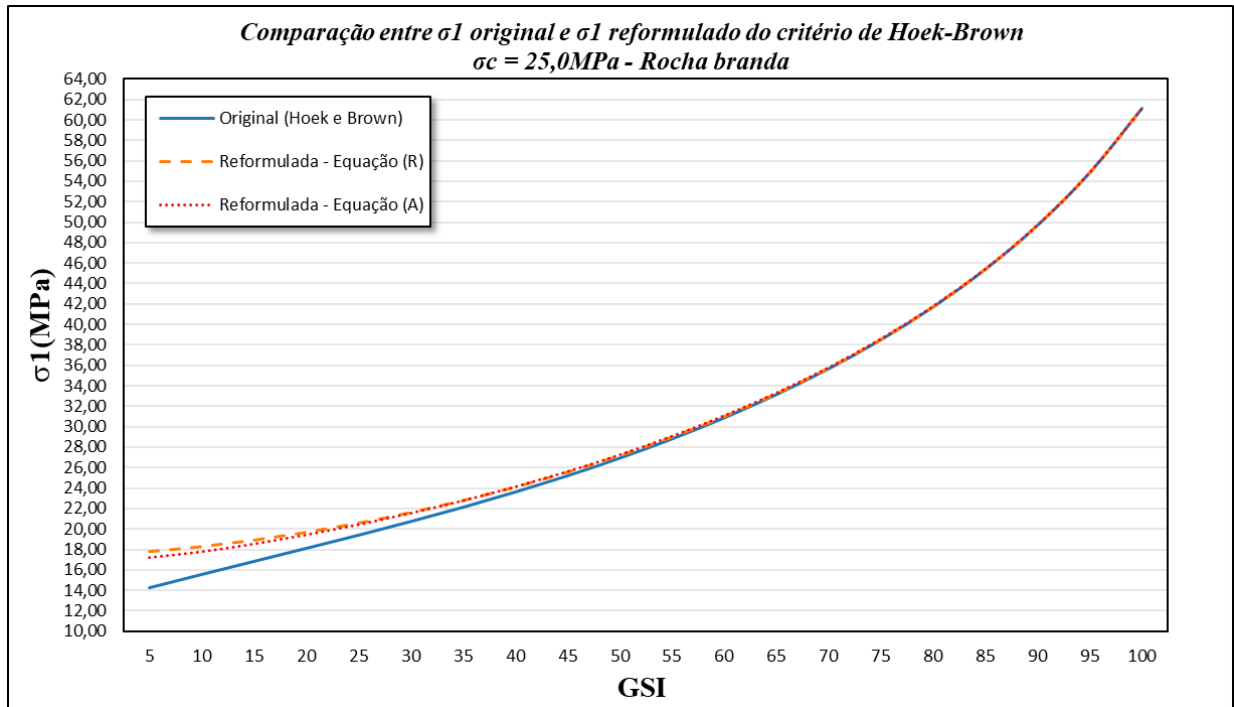


Fonte: O autor.

As Figuras 5.7 e 5.8 apresentam, respectivamente, os gráficos dos valores de σ_1 obtidos para $\sigma_c = 25\text{MPa}$ e $\sigma_c = 50\text{MPa}$. O gráfico da Figura 5.7 indica que o comportamento anômalo observado anteriormente, no qual valores de GSI inferiores a 15 resultavam em valores de σ_1 superiores àqueles correspondentes a GSI iguais a 15 e 20, não ocorre mais para ambas as equações reformuladas propostas. Além disso, observa-se novamente que a diferença entre as equações original e reformulada tende a aumentar com o incremento de σ_c .

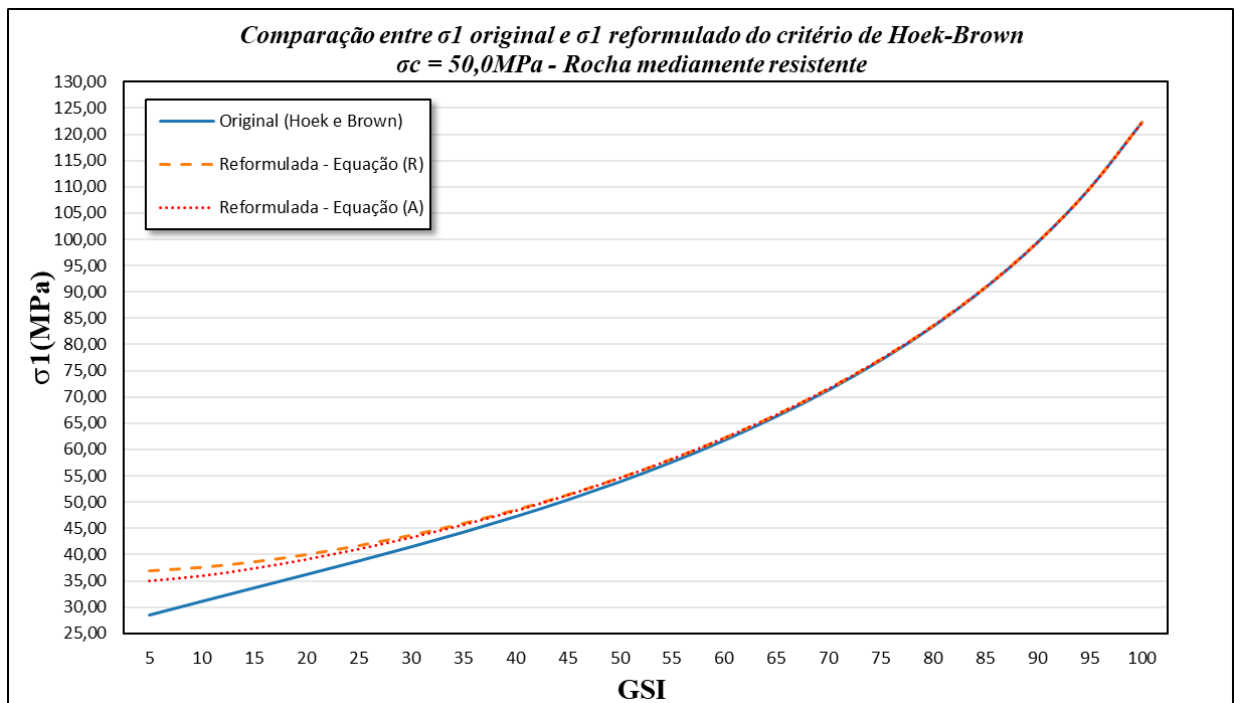
O gráfico da Figura 5.8 reforça essa tendência, evidenciando novamente o aumento da diferença entre as equações original e reformulada à medida que σ_c é incrementado. A partir da análise de um conjunto representativo de cenários, é possível afirmar que a influência do parâmetro σ_c se manifesta de forma consistente: quanto maior o valor da resistência à compressão uniaxial, mais significativa tendem a ser as diferenças entre a equação original e reformulada, indicando que esse efeito é mais acentuado em rochas de maior resistência.

Figura 5.7 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{Mpa}$.



Fonte: O autor.

Figura 5.8 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{Mpa}$.

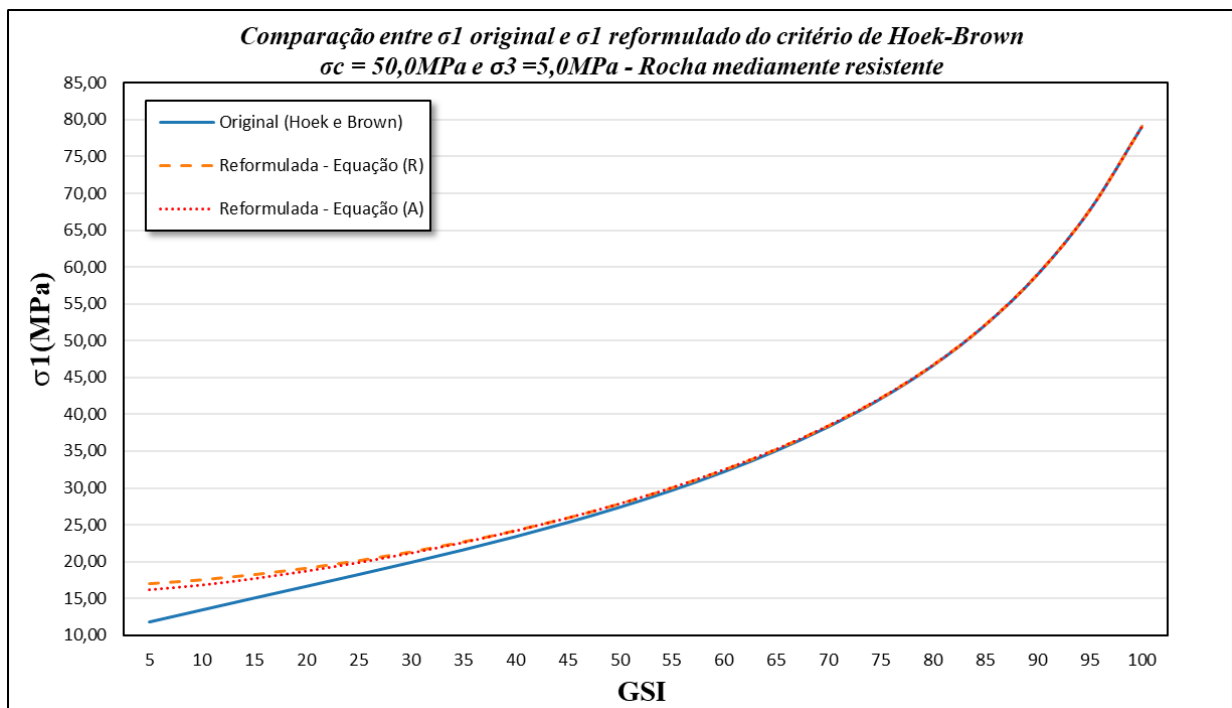


Fonte: O autor.

Para avaliar a influência de σ_3 , esse parâmetro foi variado dentro de uma mesma classe de resistência. A análise concentrou-se inicialmente na classe correspondente a $\sigma_c = 50,0\text{Mpa}$, na qual foram adotados valores de σ_3 iguais a 10%, 30% e 50% de σ_c .

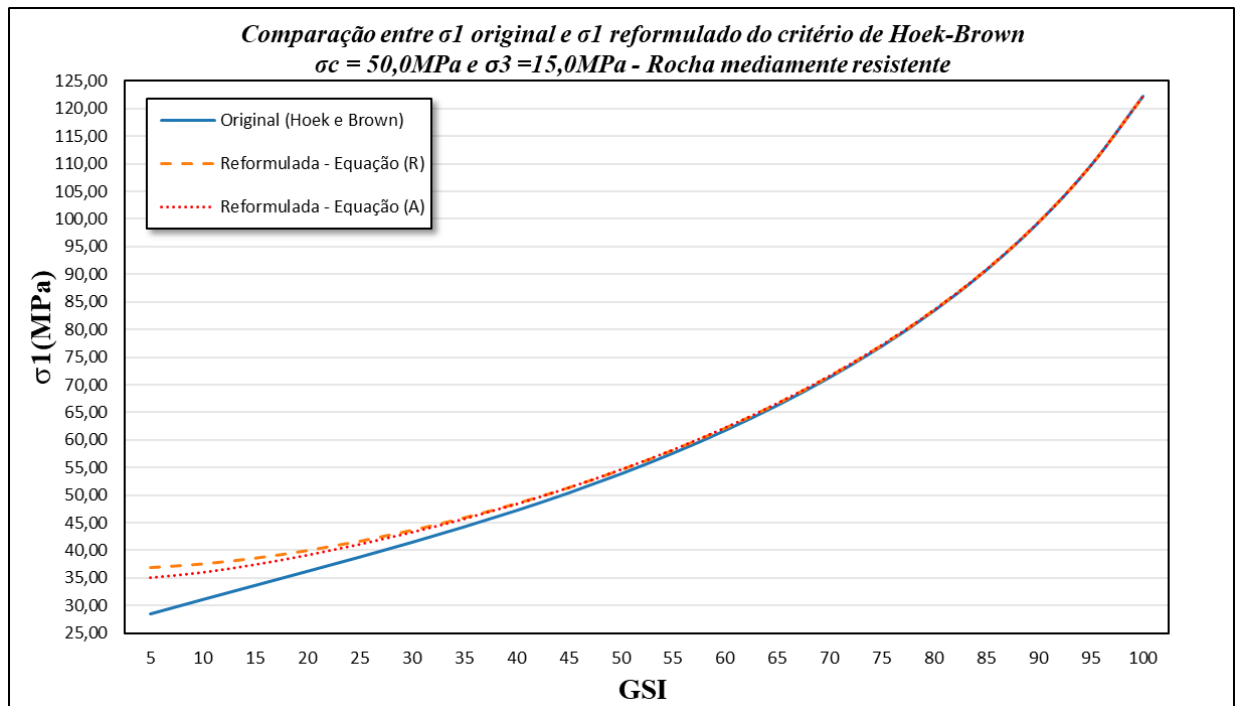
As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 exibem, respectivamente, os gráficos dos valores de σ_1 obtidos para $\sigma_c = 50 \text{ MPa}$, considerando-se $\sigma_3 = 0,1\sigma_c$, $\sigma_3 = 0,3\sigma_c$, e $\sigma_3 = 0,5\sigma_c$. A partir desses resultados, percebe-se que, à medida que σ_3 aumenta, as diferenças entre as equações original e reformulada também se torna mais marcantes. Em particular, para o caso de $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 25 \text{ MPa}$, verificam-se diferenças superiores a $7,0 \text{ MPa}$ entre os valores de σ_1 estimado por ambas equações, o que pode impactar de forma significativa projetos de engenharia de rochas.

Figura 5.9 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 5,0 \text{ MPa}$.



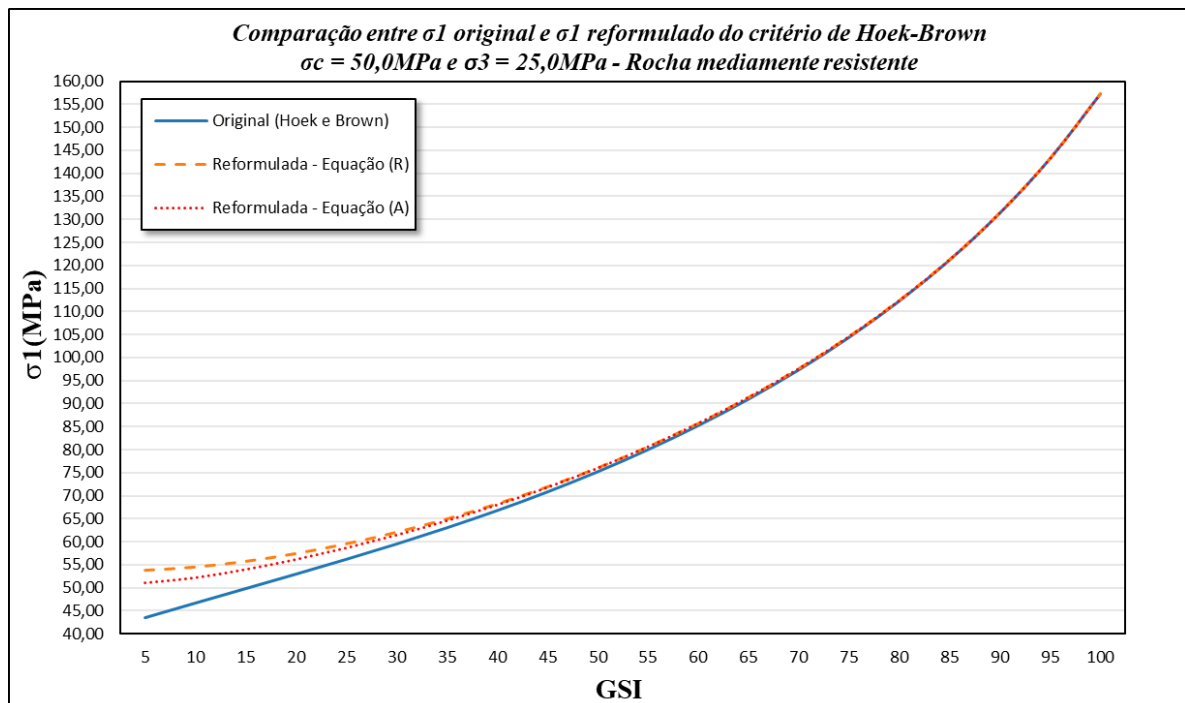
Fonte: O autor.

Figura 5.10 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 15,0\text{MPa}$.



Fonte: O autor.

Figura 5.11 - Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 25,0\text{MPa}$.



Fonte: O autor.

Os resultados dos valores de σ_1 obtidos para as demais classes de resistências, considerando incrementos de 10% no valor da tensão principal menor no processo de ruptura, são apresentados no Apêndice B deste trabalho.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES FUTURAS

Como evidenciado ao longo deste trabalho, as contribuições de Hoek e Brown para a mecânica das rochas possuem elevada relevância e exercem impacto significativo no avanço da área. Nesse contexto, o objetivo de contribuir para o aprimoramento contínuo do critério de resistência generalizado de Hoek e Brown foi alcançado por meio das correções realizadas tanto na equação que rege o critério como um todo quanto na expressão associada ao parâmetro a , a qual é função do índice GSI.

A primeira correção realizada consistiu no ajuste da inconsistência matemática associada ao parâmetro a , o qual foi introduzido no critério de resistência com o objetivo de representar adequadamente o comportamento de maciços rochosos de baixa qualidade geotécnica. Essa inconsistência passou a existir quando o critério foi generalizado da rocha intacta para maciços rochosos, em razão da forma como o parâmetro a foi incorporado à equação. A correção dessa inconsistência foi devidamente efetuada com êxito, ajustando-se a coerência matemática da equação generalizada do critério.

Contudo, percebeu-se que, ao aplicar níveis de tensões ligeiramente mais elevados, a partir de $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$, sob a condição de σ_3 da ordem de 20% de σ_c , a expressão corrigida passou a apresentar um comportamento anômalo. Para valores de GSI inferiores a 15, foram obtidos valores de σ_1 superiores àqueles correspondentes a GSI iguais a 15 e 20, indicando uma inversão local da tendência esperada, sem sentido físico. Diante desse resultado, verificou-se a necessidade de realizar uma correção adicional na expressão interna que rege o parâmetro a .

A segunda correção concentrou-se, portanto, nessa expressão responsável por controlar o parâmetro a , sendo proposta duas equações distintas: a Equação (R) e a Equação (A). Embora apresentem estruturas matemáticas diferentes, sendo a Equação (R) uma correção pontual da formulação originalmente proposta por Hoek e Brown e a Equação (A) uma reformulação completa da função, ambas demonstraram boa convergência e eliminaram o comportamento anômalo identificado anteriormente.

Os resultados comparativos entre as equações original e reformulada evidenciaram diferenças relevantes, alcançando, em determinados cenários, valores superiores a $7,0 \text{ MPa}$, o que pode impactar de forma significativa projetos de engenharia de rochas. Além disso, as análises paramétricas permitiram concluir que os parâmetros de entrada σ_c e σ_3 exercem influência direta sobre as diferenças entre as trajetórias fornecidas pelas equações original e reformulada, de modo que o aumento desses parâmetros resulta em um incremento das discrepâncias observadas.

Como sugestão para trabalhos futuros envolvendo a aplicação do critério de resistência generalizado de Hoek e Brown em projetos de engenharia de rochas, considera-se pertinente avaliar os possíveis ganhos econômicos, associados à utilização da equação reformulada apresentada neste trabalho, uma vez que a formulação originalmente proposta por Hoek e Brown apresenta caráter mais conservador quando comparado à equação proposta. A equação reformulada fornece maiores valores de σ_1 e, conseqüentemente, indica que o maciço rochoso pode apresentar resistência ligeiramente superior àquela estimada pela formulação original, o que pode influenciar decisões de projetos e contribuir para a otimização de soluções geotécnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARTON, N. R. A relationship between joint roughness and joint shear strength. In: **INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK FRACTURE**, 1971, Nancy, France. Proceedings [...]. Nancy, 1971. Paper 18.

BARTON, N. R. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, Amsterdam, v. 7, n. 4, p. 287–332, 1973.

BARTON, N. R.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, v. 6, n. 4, p. 189–239, 1974.

BIENIAWSKI, Z. T. Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 15, n. 5, p. 237–247, 1978.

BIENIAWSKI, Z. T. Estimating the strength of rock materials. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, v. 74, p. 312–320, 1974a.

BIENIAWSKI, Z. T. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In: **CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS**, 3., 1974, Denver. Proceedings [...]. Denver, 1974b. Part A, p. 27–32.

BIENIAWSKI, Z. T. Rock mass classification in rock engineering. In: **BIENIAWSKI, Z. T.** (ed.). *Exploration for rock engineering*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1976. v. 1, p. 97–106.

CARTER, T. G.; MARINOS, V. Use of GSI for rock engineering design. In: **GEO-CONGRESS 2007: NEW PEAKS IN GEOTECHNICS**, 2007, Denver, Colorado. Proceedings [...]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2007. p. 1-12.

DONATH, F. A. Strength variations and deformational behavior in anisotropic rock. In: **JUDD, W. R.** (ed.). *State of stress in the Earth's crust*. New York: American Elsevier Publishing, 1964. p. 281–297.

EDELBRO, C.; SJÖBERG, J.; NORDLUND, E. A quantitative comparison of strength criteria for hard rock masses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 22, n. 1, p. 57–68, 2007.

FIGUEIREDO, Rodrigo Peluci de. Notas de aula da disciplina *Mecânica das Rochas* (GTA-140). Material didático não publicado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2021.

GRIFFITH, A. A. The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A*, v. 221, p. 163–198, 1921.

GRIFFITH, A. A. Theory of rupture. In: **INTERNATIONAL CONGRESS ON APPLIED MECHANICS**, 1., 1924, Delft. Proceedings [...]. Delft, 1924. p. 55–63.

HENCHER, S. R. The implications of joints and structures for slope stability. In: **HOEK, E.; BRAY, J. W.** *Slope stability in engineering*. London: John Wiley & Sons, 1987. p. 145–186.

HOBBS, D. W. A study of the behavior of broken rock under triaxial compression and its application to mine roadways. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 3, n. 1, p. 11–43, 1966.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 106, n. GT9, p. 1013–1035, 1980b.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 34, n. 8, p. 1165–1186, 1997.

HOEK, E.; BROWN, E. T. The Hoek-Brown failure criterion: a 1988 update. Toronto: Department of Civil Engineering, University of Toronto; Brisbane: University of Queensland, 1988.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Underground excavations in rock. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980a.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In: **NORTH AMERICAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM (NARMS-TAC)**, 5., 2002. Proceedings [...]. 2002. p. 267–273.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1995.

HOEK, E.; MARINOS, P.; BENISSI, M. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for weak and sheared rock masses – the case of the Athens schist formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 57, n. 2, p. 151–160, 1998.

HOEK, E.; WOOD, D.; SHAH, S. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. In: **ISRM SYMPOSIUM EUROCK'92**, 1992, Chester. Proceedings [...]. London: British Geotechnical Society, 1992. p. 209–213.

JAEGER, J. C. Behavior of closely jointed rock. In: **SOMERTON, W. H.** (ed.). *Rock mechanics: theory and practice*. New York: AIME, 1970. p. 57–68.

JING, L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 40, n. 3, p. 283–353, 2003. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1365160903000133>.

JOHN, K. W. An approach to rock mechanics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v. 88, n. SM4, p. 1–30, 1962.

MANEV, G.; AVRAMOVA-TACHEVA, E. On the valuation of strength and resistance condition of the rocks in natural rock massif. In: **CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS**, 2., 1970, Belgrade. Proceedings [...]. Belgrade, 1970. v. 1, Paper 1-10.

MARINOS, P.; HOEK, E. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 60, p. 82–92, 2001.

MARINOS, P.; HOEK, E. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING (GEOENG2000)**, 2000, Melbourne. Proceedings [...]. Lancaster: Technomic Publishers, 2000. p. 1422–1446.

MCLAMORE, R.; GRAY, K. E. The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks. *Journal of Engineering for Industry, Transactions of the ASME*, v. 89, n. 1, p. 62–73, 1967.

MOGI, K. Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, v. 44, p. 215–232, 1966.

SCHULTZ, R. Introduction to geologic structural discontinuities. In: **SCHULTZ, R.** *Geologic fracture mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press, 2019. p. 1–26.

SHAH, S. A study of the behaviour of jointed rock masses. 1992. PhD thesis – Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1992.

SHAH, S.; HOEK, E. Simplex reflection analysis of laboratory rock strength data to obtain Hoek-Brown parameters. *Canadian Geotechnical Journal*, 1992. (in press).

ZUO, J.; SHEN, J. *The Hoek-Brown failure criterion: from theory to application*. Singapore: Springer Nature Singapore, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-981-15-1769-3>.

APÊNDICE A - BANCO DE DADOS PARAMÉTRICO UTILIZADO

Tabela A.1 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 10\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,1 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,025
10	0,25	0,025
15	0,25	0,025
20	0,25	0,025
25	0,25	0,025
30	0,25	0,025
35	0,25	0,025
40	0,25	0,025
45	0,25	0,025
50	0,25	0,025
55	0,25	0,025
60	0,25	0,025
65	0,25	0,025
70	0,25	0,025
75	0,25	0,025
80	0,25	0,025
85	0,25	0,025
90	0,25	0,025
95	0,25	0,025
100	0,25	0,025

Fonte: O autor.

Tabela A.2 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 20\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,05
10	0,25	0,05
15	0,25	0,05
20	0,25	0,05
25	0,25	0,05
30	0,25	0,05
35	0,25	0,05

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
40	0,25	0,05
45	0,25	0,05
50	0,25	0,05
55	0,25	0,05
60	0,25	0,05
65	0,25	0,05
70	0,25	0,05
75	0,25	0,05
80	0,25	0,05
85	0,25	0,05
90	0,25	0,05
95	0,25	0,05
100	0,25	0,05

Fonte: O autor.

Tabela A.3 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 30\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,3 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,075
10	0,25	0,075
15	0,25	0,075
20	0,25	0,075
25	0,25	0,075
30	0,25	0,075
35	0,25	0,075
40	0,25	0,075
45	0,25	0,075
50	0,25	0,075
55	0,25	0,075
60	0,25	0,075
65	0,25	0,075
70	0,25	0,075
75	0,25	0,075
80	0,25	0,075
85	0,25	0,075
90	0,25	0,075

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,3 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
95	0,25	0,075
100	0,25	0,075

Fonte: O autor.

Tabela A.4 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 40\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,4 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,10
10	0,25	0,10
15	0,25	0,10
20	0,25	0,10
25	0,25	0,10
30	0,25	0,10
35	0,25	0,10
40	0,25	0,10
45	0,25	0,10
50	0,25	0,10
55	0,25	0,10
60	0,25	0,10
65	0,25	0,10
70	0,25	0,10
75	0,25	0,10
80	0,25	0,10
85	0,25	0,10
90	0,25	0,10
95	0,25	0,10
100	0,25	0,10

Fonte: O autor.

Tabela A.5 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R0,
considerando $\sigma_c = 0,25 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 50\% \sigma_c$.

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,5 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	0,25	0,125
10	0,25	0,125
15	0,25	0,125

σ_c de 0,25 MPa para um $\sigma_3 = 0,5 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
20	0,25	0,125
25	0,25	0,125
30	0,25	0,125
35	0,25	0,125
40	0,25	0,125
45	0,25	0,125
50	0,25	0,125
55	0,25	0,125
60	0,25	0,125
65	0,25	0,125
70	0,25	0,125
75	0,25	0,125
80	0,25	0,125
85	0,25	0,125
90	0,25	0,125
95	0,25	0,125
100	0,25	0,125

Fonte: O autor.

Tabela A.6 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R1,
considerando $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 10\% \sigma_c$.

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,1 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	5,0	0,5
10	5,0	0,5
15	5,0	0,5
20	5,0	0,5
25	5,0	0,5
30	5,0	0,5
35	5,0	0,5
40	5,0	0,5
45	5,0	0,5
50	5,0	0,5
55	5,0	0,5
60	5,0	0,5
65	5,0	0,5
70	5,0	0,5

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,1 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
75	5,0	0,5
80	5,0	0,5
85	5,0	0,5
90	5,0	0,5
95	5,0	0,5
100	5,0	0,5

Fonte: O autor.

Tabela A.7 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R1,
considerando $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 20\% \sigma_c$.

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	5,0	1,0
10	5,0	1,0
15	5,0	1,0
20	5,0	1,0
25	5,0	1,0
30	5,0	1,0
35	5,0	1,0
40	5,0	1,0
45	5,0	1,0
50	5,0	1,0
55	5,0	1,0
60	5,0	1,0
65	5,0	1,0
70	5,0	1,0
75	5,0	1,0
80	5,0	1,0
85	5,0	1,0
90	5,0	1,0
95	5,0	1,0
100	5,0	1,0

Fonte: O autor.

Tabela A.8 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R1,
considerando $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 30\% \sigma_c$.

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,3 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	5,0	1,5
10	5,0	1,5
15	5,0	1,5
20	5,0	1,5
25	5,0	1,5
30	5,0	1,5
35	5,0	1,5
40	5,0	1,5
45	5,0	1,5
50	5,0	1,5
55	5,0	1,5
60	5,0	1,5
65	5,0	1,5
70	5,0	1,5
75	5,0	1,5
80	5,0	1,5
85	5,0	1,5
90	5,0	1,5
95	5,0	1,5
100	5,0	1,5

Fonte: O autor.

Tabela A.9 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R1,
considerando $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 40\% \sigma_c$.

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,4 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	5,0	2,0
10	5,0	2,0
15	5,0	2,0
20	5,0	2,0
25	5,0	2,0
30	5,0	2,0
35	5,0	2,0
40	5,0	2,0
45	5,0	2,0

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,4 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
50	5,0	2,0
55	5,0	2,0
60	5,0	2,0
65	5,0	2,0
70	5,0	2,0
75	5,0	2,0
80	5,0	2,0
85	5,0	2,0
90	5,0	2,0
95	5,0	2,0
100	5,0	2,0

Fonte: O autor.

Tabela A.10 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R1,
considerando $\sigma_c = 5,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 50\% \sigma_c$.

σ_c de 5,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,5 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	5,0	2,5
10	5,0	2,5
15	5,0	2,5
20	5,0	2,5
25	5,0	2,5
30	5,0	2,5
35	5,0	2,5
40	5,0	2,5
45	5,0	2,5
50	5,0	2,5
55	5,0	2,5
60	5,0	2,5
65	5,0	2,5
70	5,0	2,5
75	5,0	2,5
80	5,0	2,5
85	5,0	2,5
90	5,0	2,5
95	5,0	2,5
100	5,0	2,5

Fonte: O autor.

Tabela A.11 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R2,
considerando $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 10\% \sigma_c$.

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,1 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	25,0	2,5
10	25,0	2,5
15	25,0	2,5
20	25,0	2,5
25	25,0	2,5
30	25,0	2,5
35	25,0	2,5
40	25,0	2,5
45	25,0	2,5
50	25,0	2,5
55	25,0	2,5
60	25,0	2,5
65	25,0	2,5
70	25,0	2,5
75	25,0	2,5
80	25,0	2,5
85	25,0	2,5
90	25,0	2,5
95	25,0	2,5
100	25,0	2,5

Fonte: O autor.

Tabela A.12 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R2,
considerando $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 20\% \sigma_c$.

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	25,0	5,0
10	25,0	5,0
15	25,0	5,0
20	25,0	5,0
25	25,0	5,0
30	25,0	5,0
35	25,0	5,0
40	25,0	5,0
45	25,0	5,0

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
50	25,0	5,0
55	25,0	5,0
60	25,0	5,0
65	25,0	5,0
70	25,0	5,0
75	25,0	5,0
80	25,0	5,0
85	25,0	5,0
90	25,0	5,0
95	25,0	5,0
100	25,0	5,0

Fonte: O autor.

Tabela A.13 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R2,
considerando $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 30\% \sigma_c$.

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,3 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	25,0	7,5
10	25,0	7,5
15	25,0	7,5
20	25,0	7,5
25	25,0	7,5
30	25,0	7,5
35	25,0	7,5
40	25,0	7,5
45	25,0	7,5
50	25,0	7,5
55	25,0	7,5
60	25,0	7,5
65	25,0	7,5
70	25,0	7,5
75	25,0	7,5
80	25,0	7,5
85	25,0	7,5
90	25,0	7,5
95	25,0	7,5
100	25,0	7,5

Fonte: O autor.

Tabela A.14 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R2,
considerando $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 40\% \sigma_c$.

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,4 \sigma_c$		
Índice GSI	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	25,0	10,0
10	25,0	10,0
15	25,0	10,0
20	25,0	10,0
25	25,0	10,0
30	25,0	10,0
35	25,0	10,0
40	25,0	10,0
45	25,0	10,0
50	25,0	10,0
55	25,0	10,0
60	25,0	10,0
65	25,0	10,0
70	25,0	10,0
75	25,0	10,0
80	25,0	10,0
85	25,0	10,0
90	25,0	10,0
95	25,0	10,0
100	25,0	10,0

Fonte: O autor.

Tabela A.15 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R2,
considerando $\sigma_c = 25,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 50\% \sigma_c$.

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,5 \sigma_c$		
Índice GSI	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	25,0	12,5
10	25,0	12,5
15	25,0	12,5
20	25,0	12,5
25	25,0	12,5
30	25,0	12,5
35	25,0	12,5
40	25,0	12,5
45	25,0	12,5

σ_c de 25,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,5 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
50	25,0	12,5
55	25,0	12,5
60	25,0	12,5
65	25,0	12,5
70	25,0	12,5
75	25,0	12,5
80	25,0	12,5
85	25,0	12,5
90	25,0	12,5
95	25,0	12,5
100	25,0	12,5

Fonte: O autor.

Tabela A.16 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R3,
considerando $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 10\% \sigma_c$.

σ_c de 50,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,1 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	50,0	5,0
10	50,0	5,0
15	50,0	5,0
20	50,0	5,0
25	50,0	5,0
30	50,0	5,0
35	50,0	5,0
40	50,0	5,0
45	50,0	5,0
50	50,0	5,0
55	50,0	5,0
60	50,0	5,0
65	50,0	5,0
70	50,0	5,0
75	50,0	5,0
80	50,0	5,0
85	50,0	5,0
90	50,0	5,0
95	50,0	5,0
100	50,0	5,0

Fonte: O autor.

Tabela A.17 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R3,
considerando $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 20\% \sigma_c$.

σ_c de 50,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,2 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	50,0	10,0
10	50,0	10,0
15	50,0	10,0
20	50,0	10,0
25	50,0	10,0
30	50,0	10,0
35	50,0	10,0
40	50,0	10,0
45	50,0	10,0
50	50,0	10,0
55	50,0	10,0
60	50,0	10,0
65	50,0	10,0
70	50,0	10,0
75	50,0	10,0
80	50,0	10,0
85	50,0	10,0
90	50,0	10,0
95	50,0	10,0
100	50,0	10,0

Fonte: O autor.

Tabela A.18 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R3,
considerando $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 30\% \sigma_c$.

σ_c de 50,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,3 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	50,0	15,0
10	50,0	15,0
15	50,0	15,0
20	50,0	15,0
25	50,0	15,0
30	50,0	15,0
35	50,0	15,0
40	50,0	15,0
45	50,0	15,0

σ_c de 50,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,3 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
50	50,0	15,0
55	50,0	15,0
60	50,0	15,0
65	50,0	15,0
70	50,0	15,0
75	50,0	15,0
80	50,0	15,0
85	50,0	15,0
90	50,0	15,0
95	50,0	15,0
100	50,0	15,0

Fonte: O autor.

Tabela A.19 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R3,
considerando $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 40\% \sigma_c$.

σ_c de 50,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,4 \sigma_c$		
Índice <i>GSI</i>	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	50,0	20,0
10	50,0	20,0
15	50,0	20,0
20	50,0	20,0
25	50,0	20,0
30	50,0	20,0
35	50,0	20,0
40	50,0	20,0
45	50,0	20,0
50	50,0	20,0
55	50,0	20,0
60	50,0	20,0
65	50,0	20,0
70	50,0	20,0
75	50,0	20,0
80	50,0	20,0
85	50,0	20,0
90	50,0	20,0
95	50,0	20,0
100	50,0	20,0

Fonte: O autor.

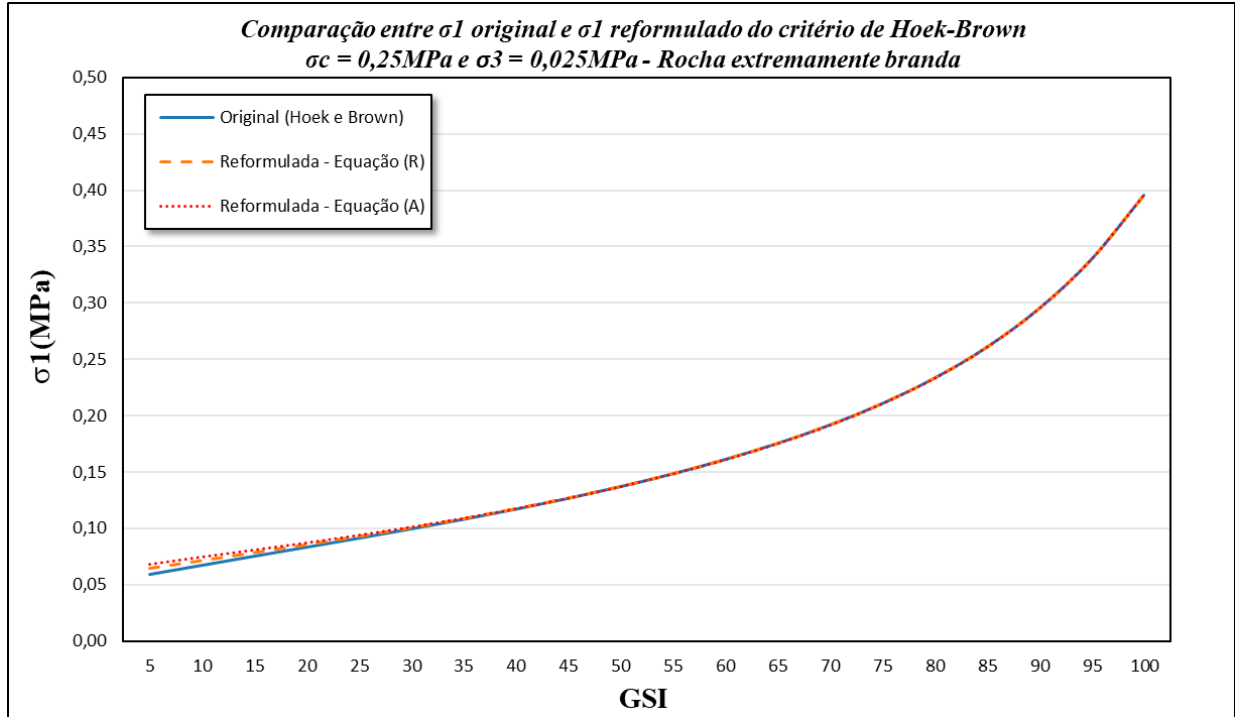
Tabela A.20 - Estrutura do banco de dados paramétrico adotado para classe R3,
considerando $\sigma_c = 50,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = 50\% \sigma_c$.

σ_c de 50,0 MPa para um $\sigma_3 = 0,5 \sigma_c$		
Índice GSI	Resistência à compressão uniaxial (σ_c) - MPa	Tensão principal menor (σ_3) - MPa
5	50,0	25,0
10	50,0	25,0
15	50,0	25,0
20	50,0	25,0
25	50,0	25,0
30	50,0	25,0
35	50,0	25,0
40	50,0	25,0
45	50,0	25,0
50	50,0	25,0
55	50,0	25,0
60	50,0	25,0
65	50,0	25,0
70	50,0	25,0
75	50,0	25,0
80	50,0	25,0
85	50,0	25,0
90	50,0	25,0
95	50,0	25,0
100	50,0	25,0

Fonte: O autor.

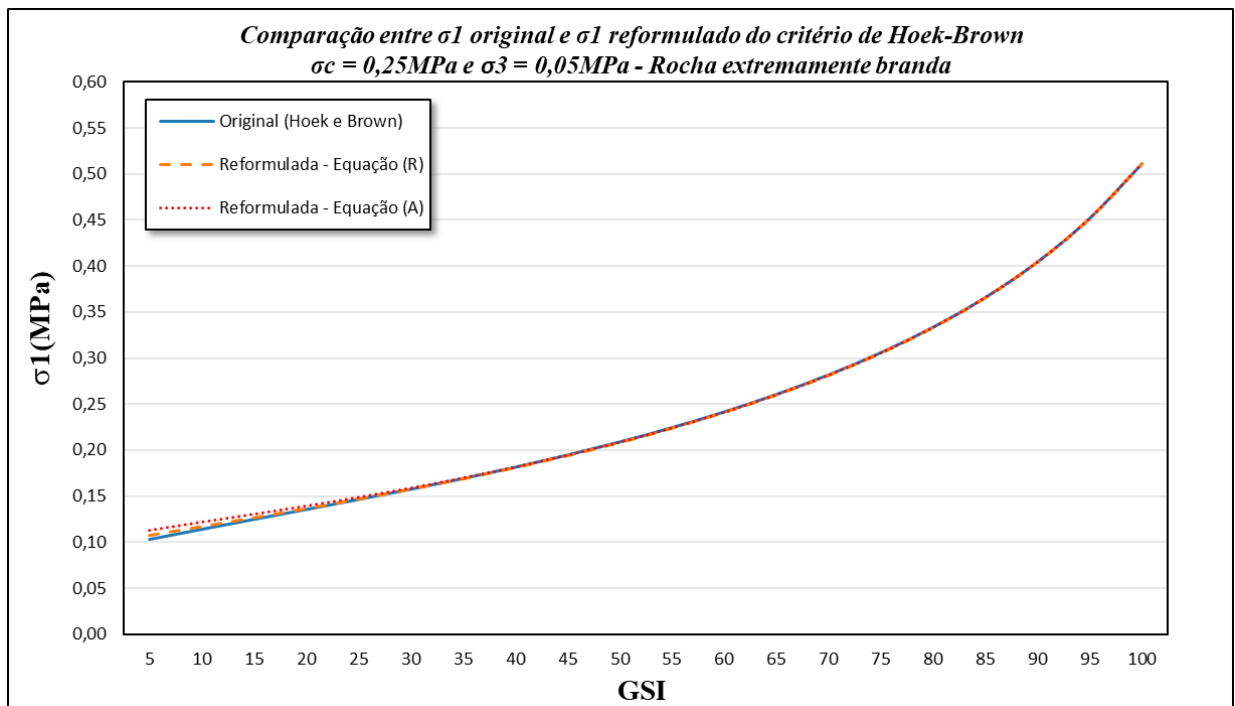
APÊNDICE B - COMPARAÇÃO ENTRE σ_1 ORIGINAL E σ_1 OBTIDO PELAS EQUAÇÕES (R) E (A)

Figura B1 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 0,025\text{MPa}$.



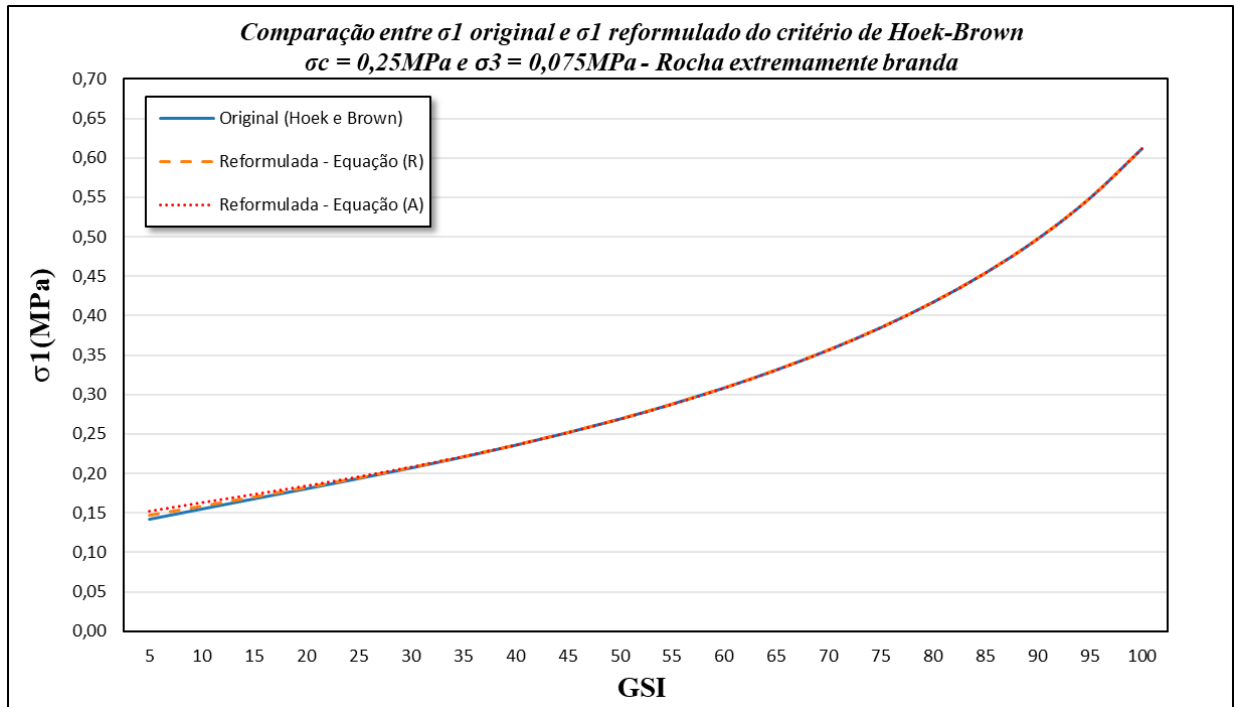
Fonte: O autor.

Figura B2 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 0,05\text{MPa}$.



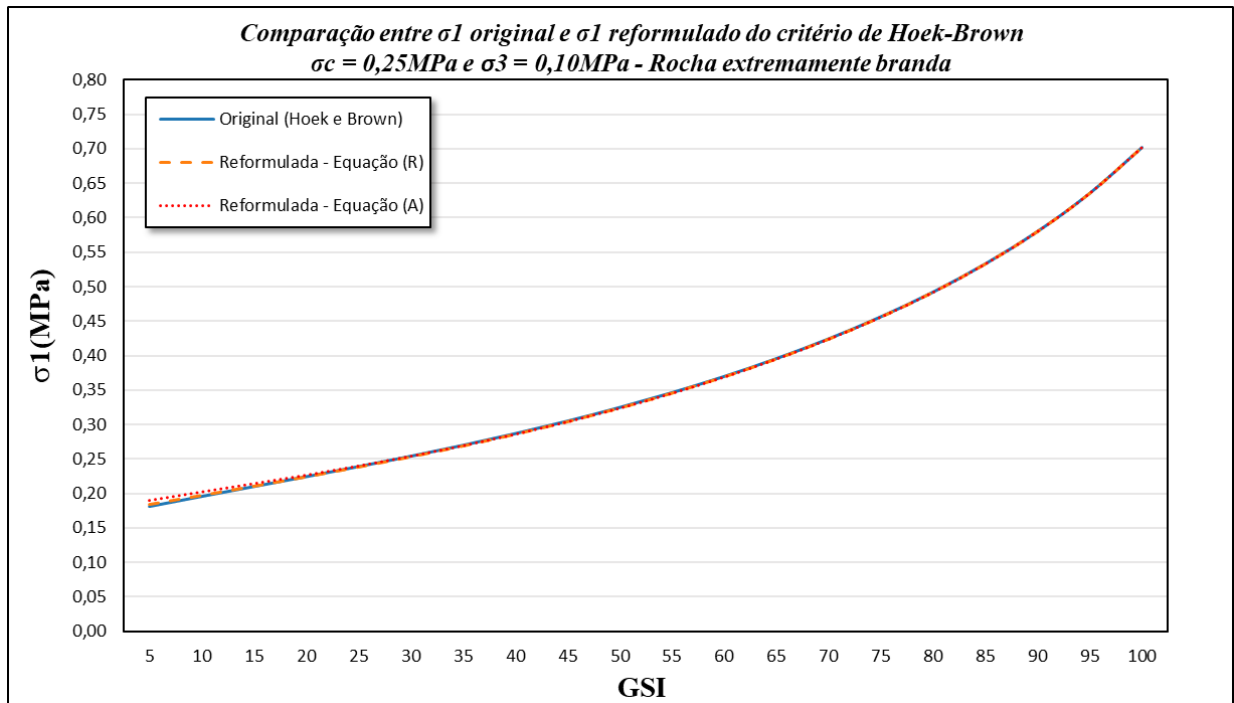
Fonte: O autor.

Figura B3 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 0,075\text{MPa}$.



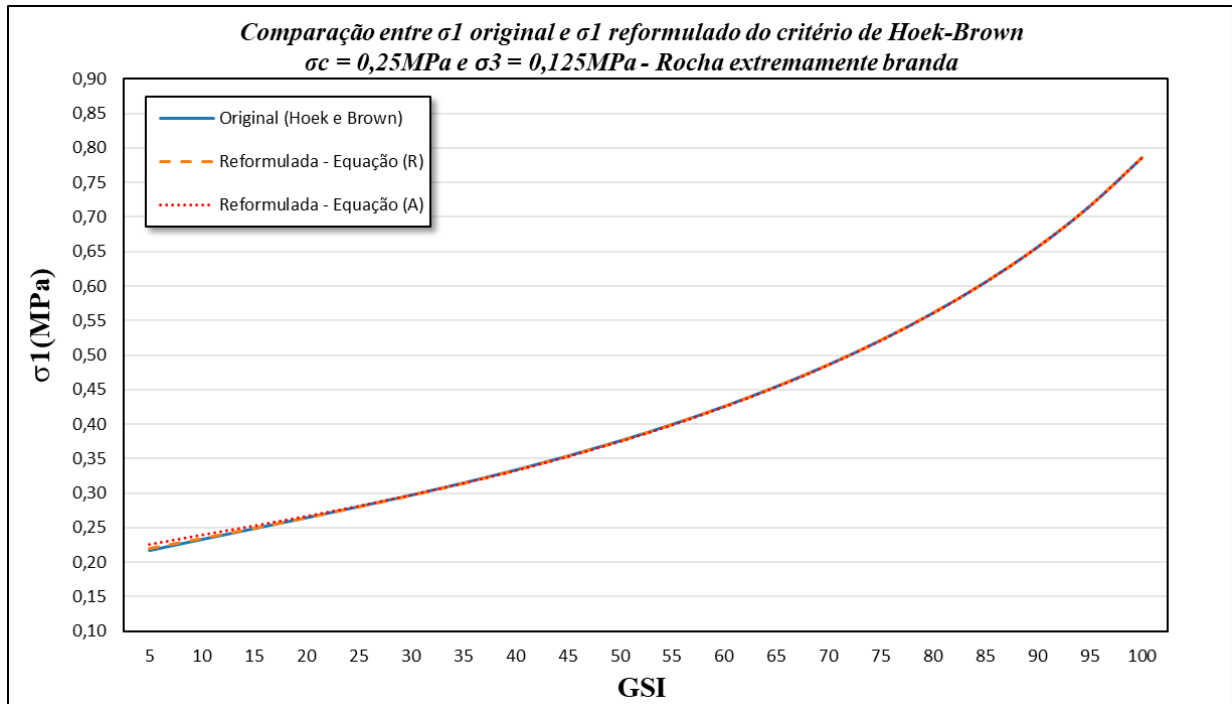
Fonte: O autor.

Figura B4 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 0,10\text{MPa}$.



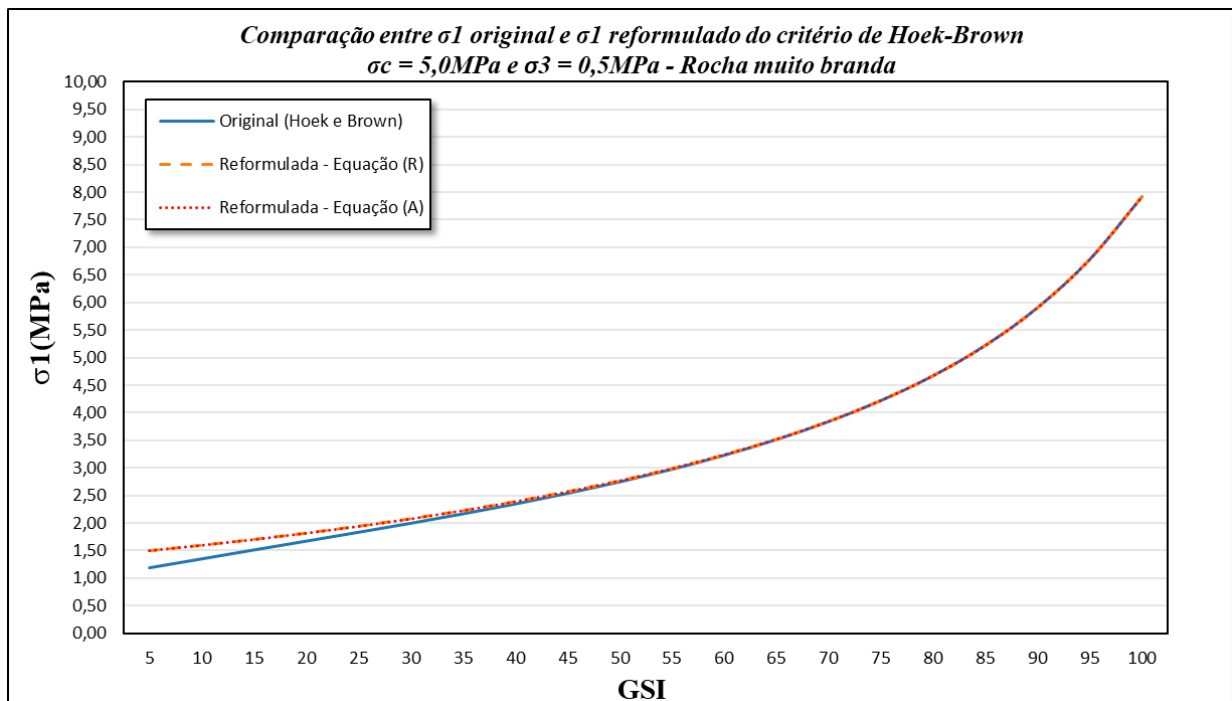
Fonte: O autor.

Figura B5 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 0,25\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 0,125\text{MPa}$.



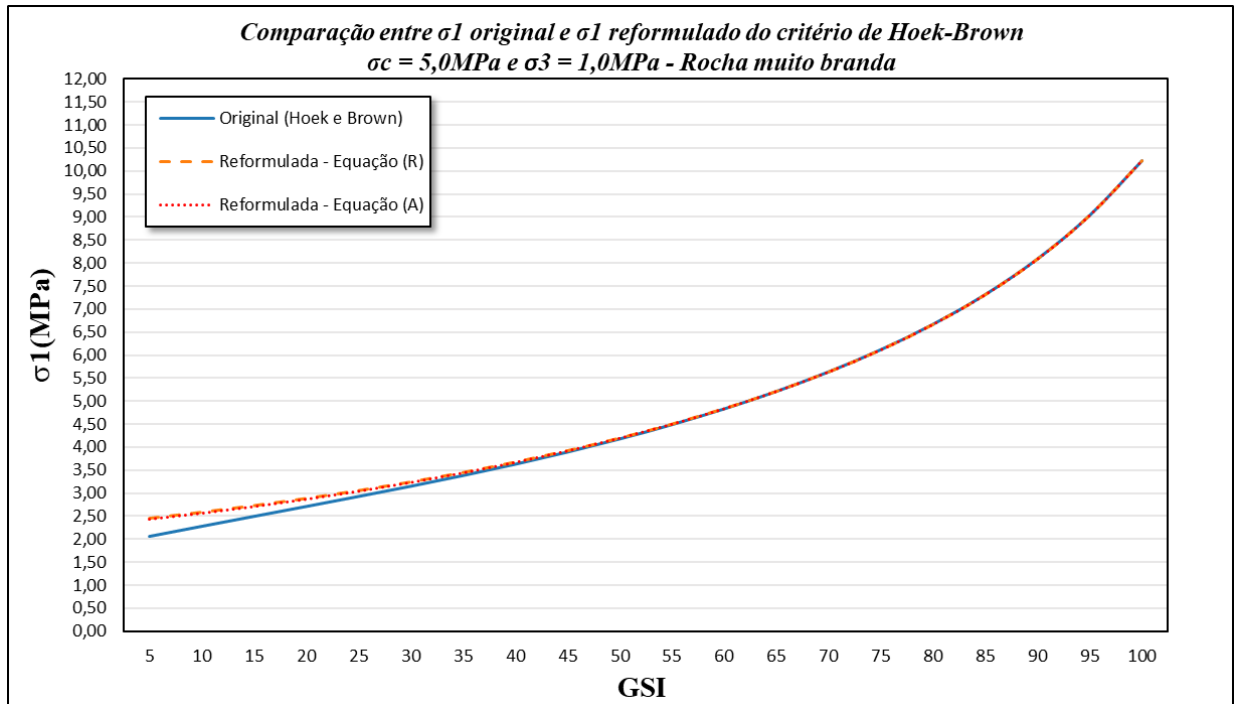
Fonte: O autor.

Figura B6 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 0,5\text{MPa}$.



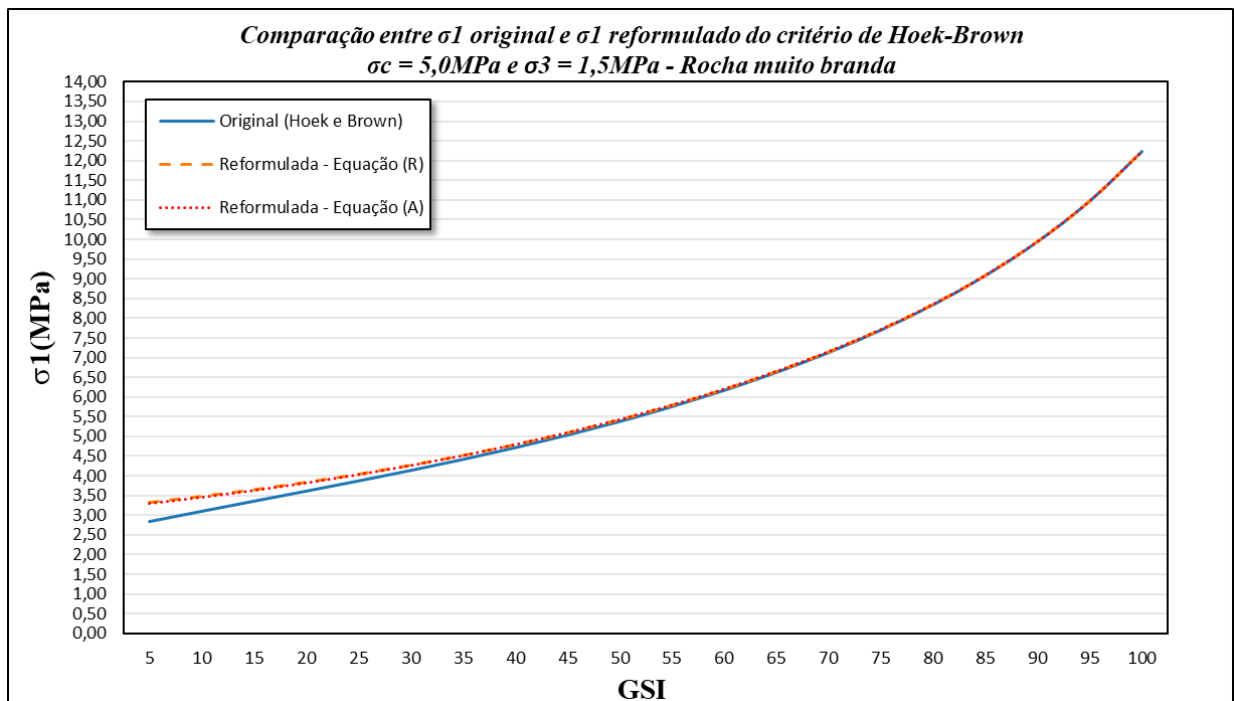
Fonte: O autor.

Figura B7 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 1,0\text{MPa}$.



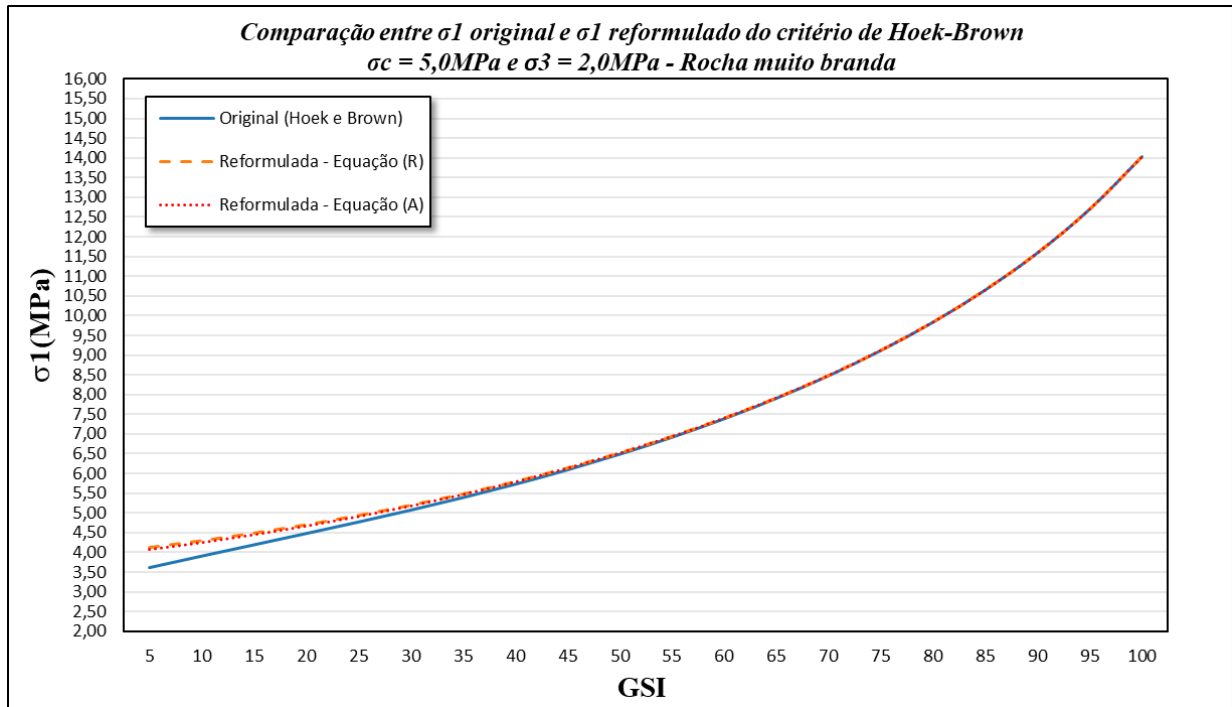
Fonte: O autor.

Figura B8 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 1,5\text{MPa}$.



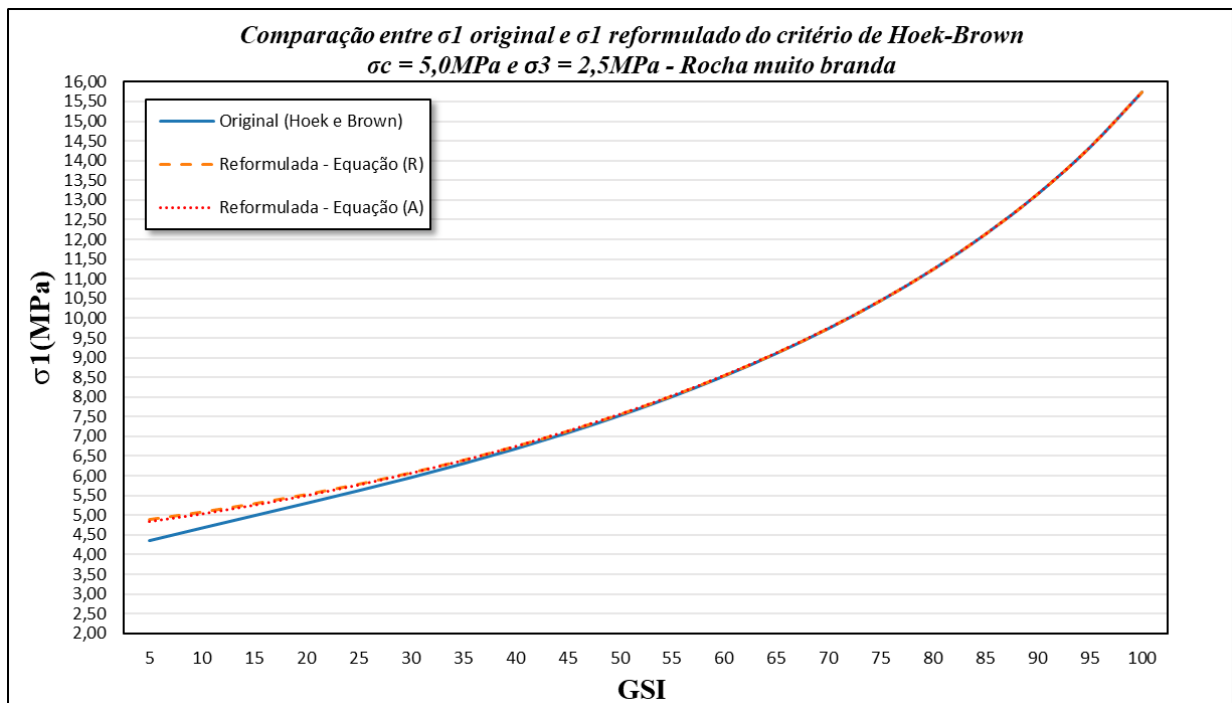
Fonte: O autor.

Figura B9 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 2,0\text{MPa}$.



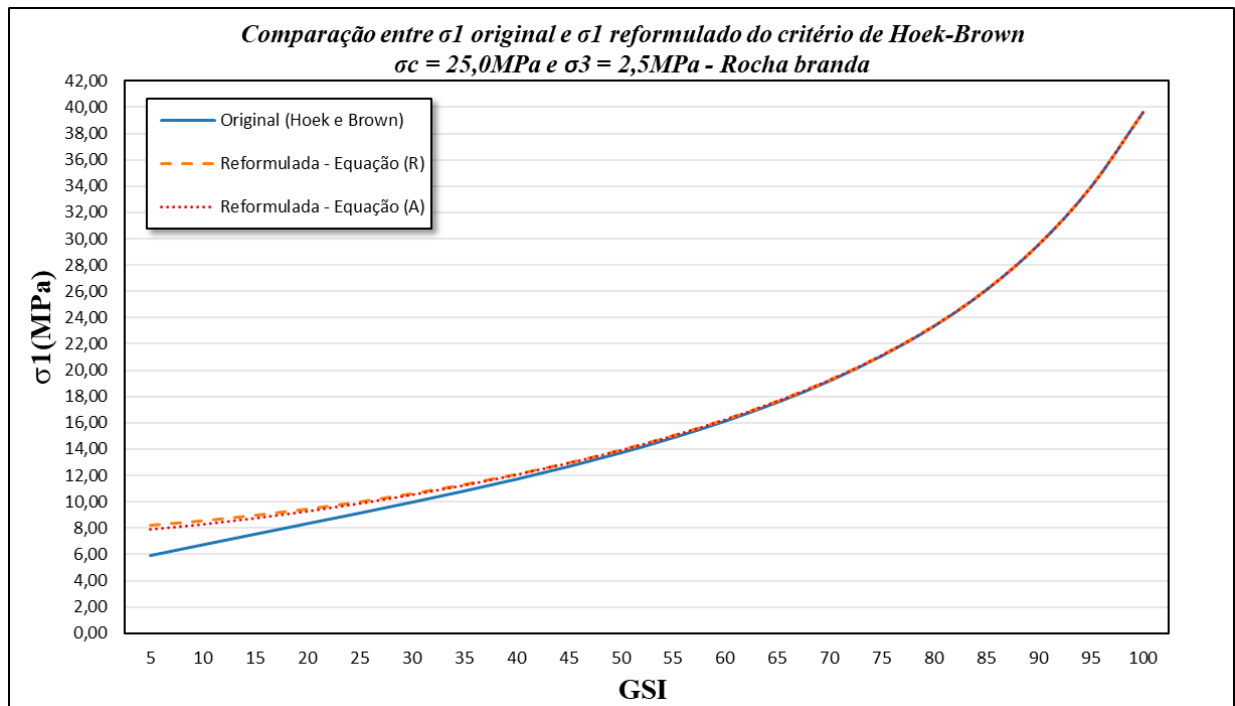
Fonte: O autor.

Figura B10 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 5,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 2,5\text{MPa}$.



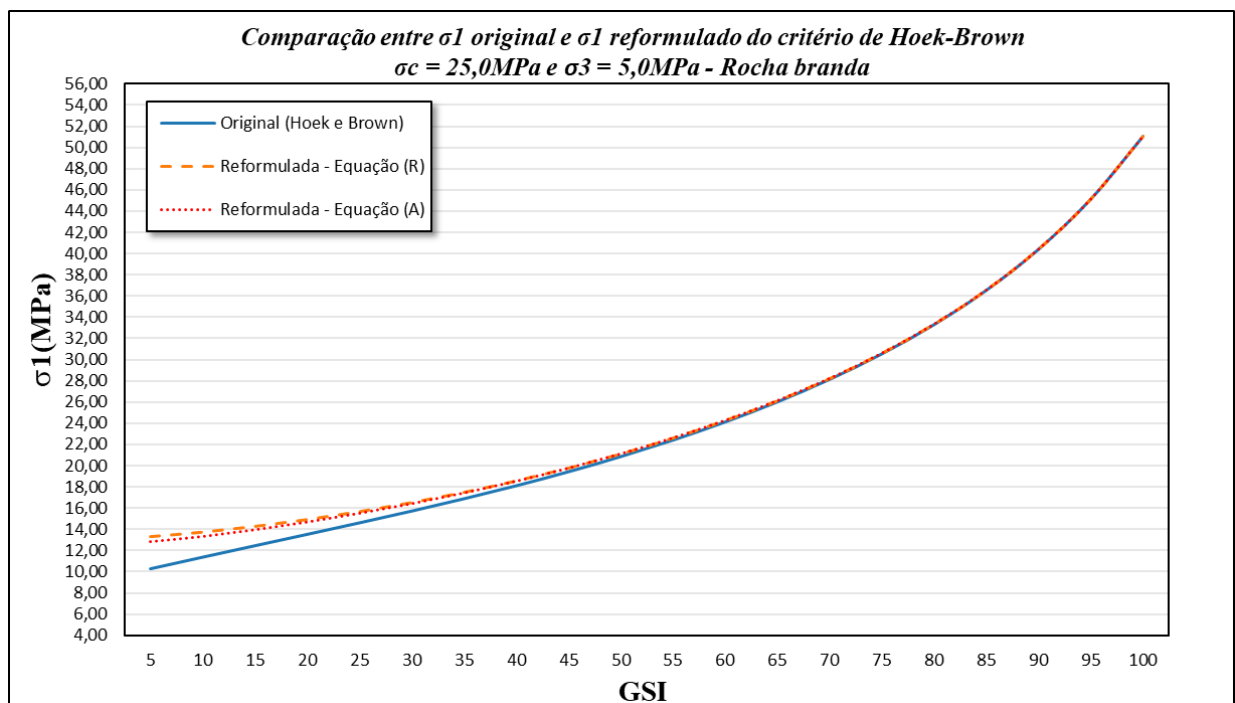
Fonte: O autor.

Figura B11 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 2,5\text{MPa}$.



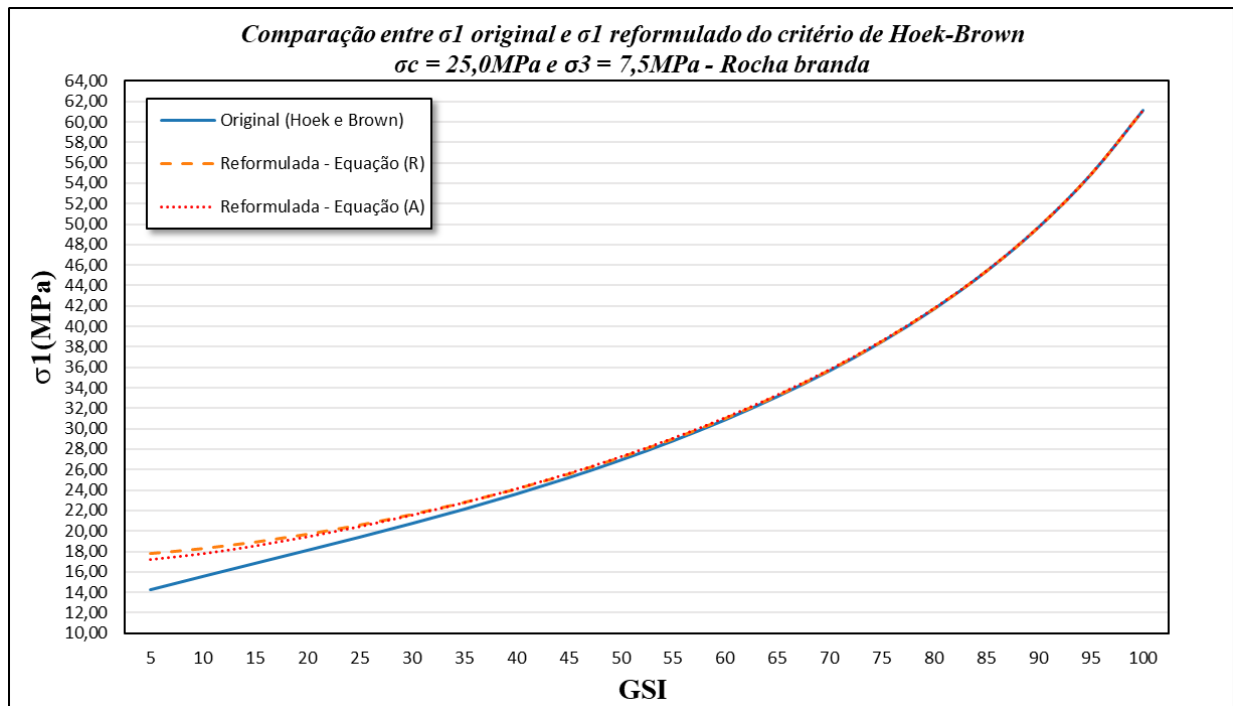
Fonte: O autor.

Figura B12 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 5,0\text{MPa}$.



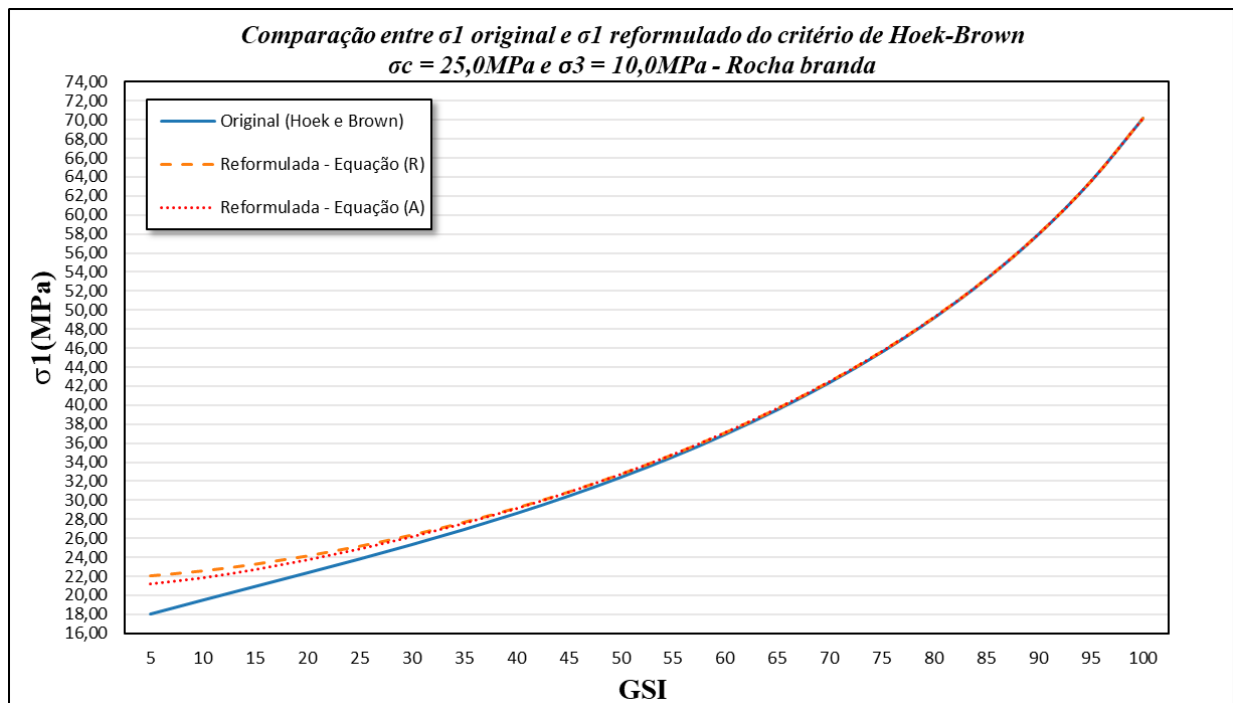
Fonte: O autor.

Figura B13 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 7,5\text{MPa}$.



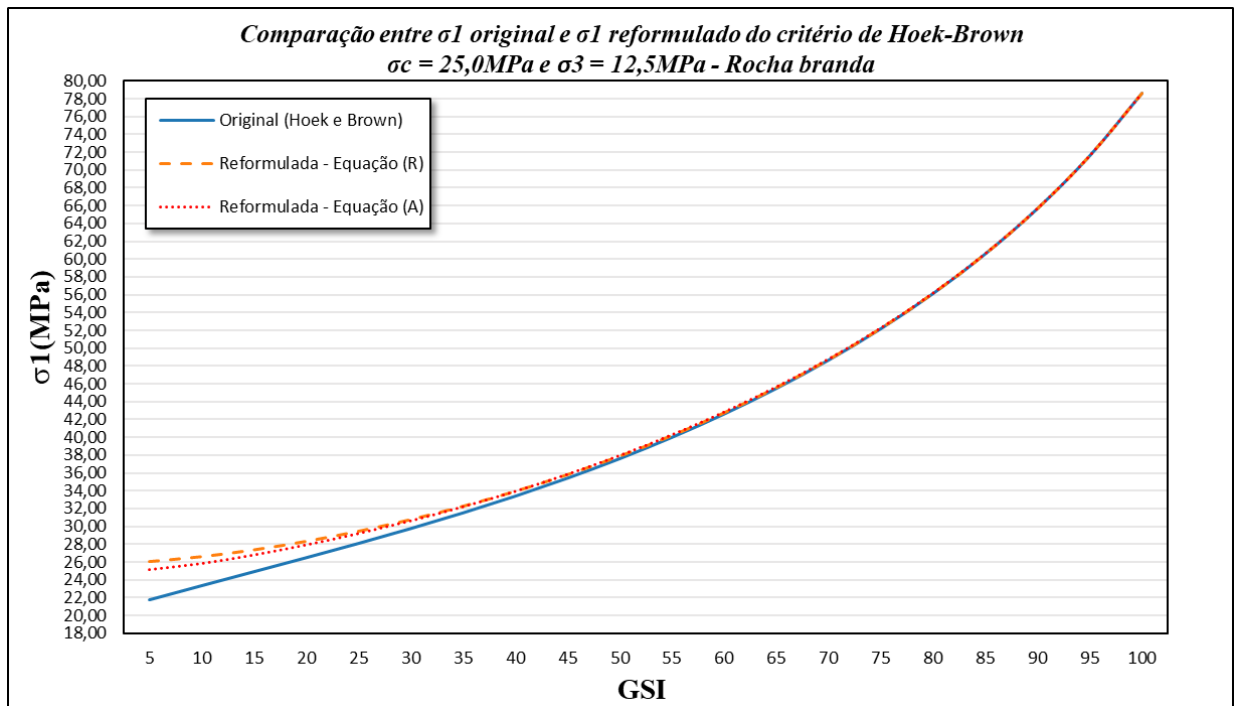
Fonte: O autor.

Figura B14 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 10,0\text{MPa}$.



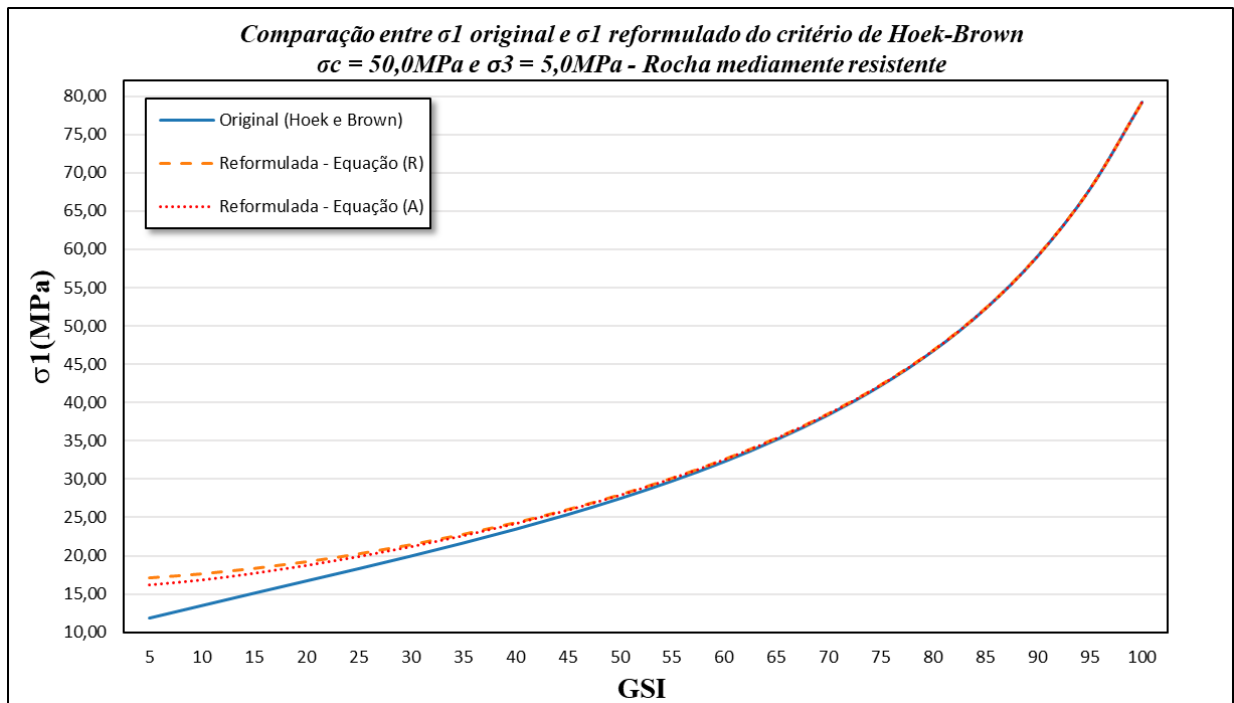
Fonte: O autor.

Figura B15 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 25,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 12,5\text{MPa}$.



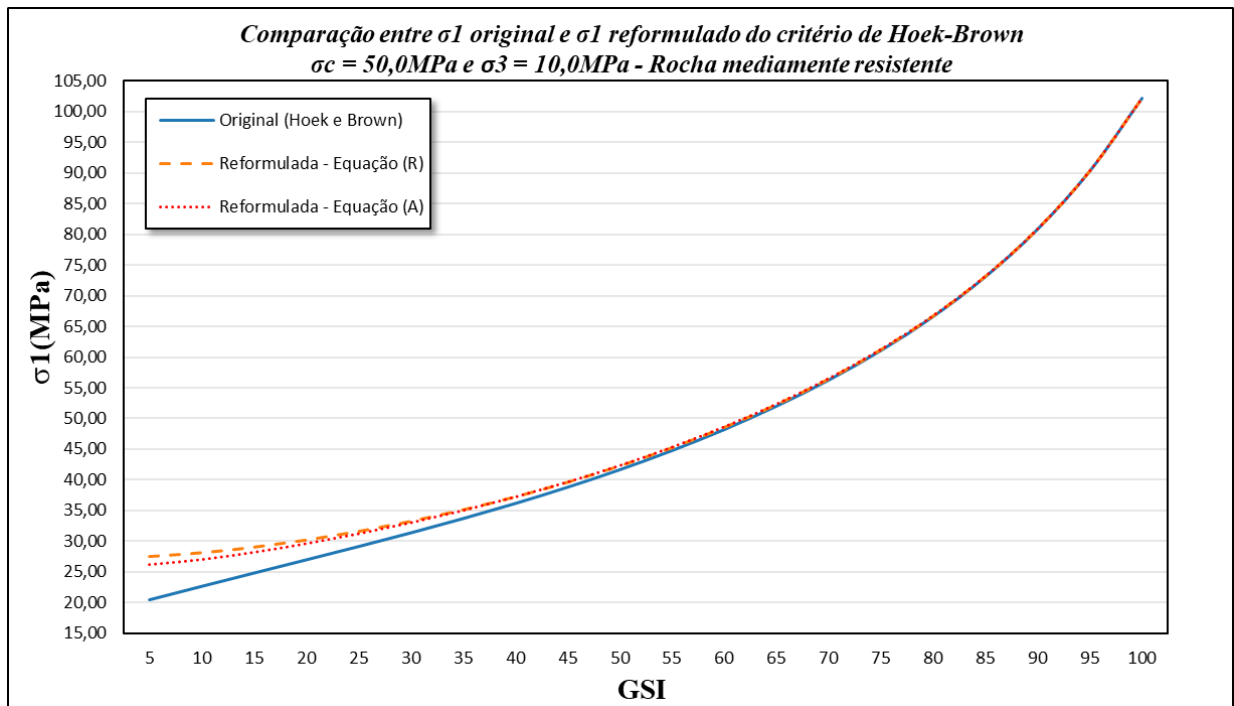
Fonte: O autor.

Figura B16 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 5,0\text{MPa}$.



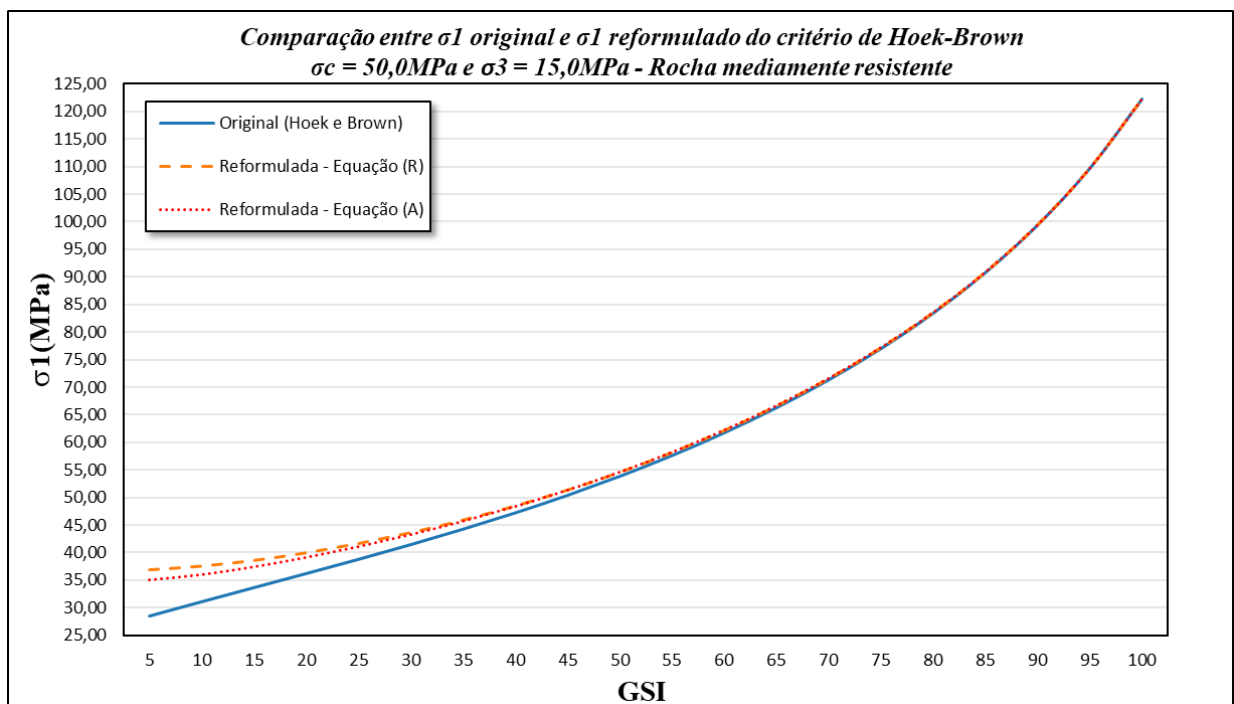
Fonte: O autor.

Figura B17 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 10,0\text{MPa}$.



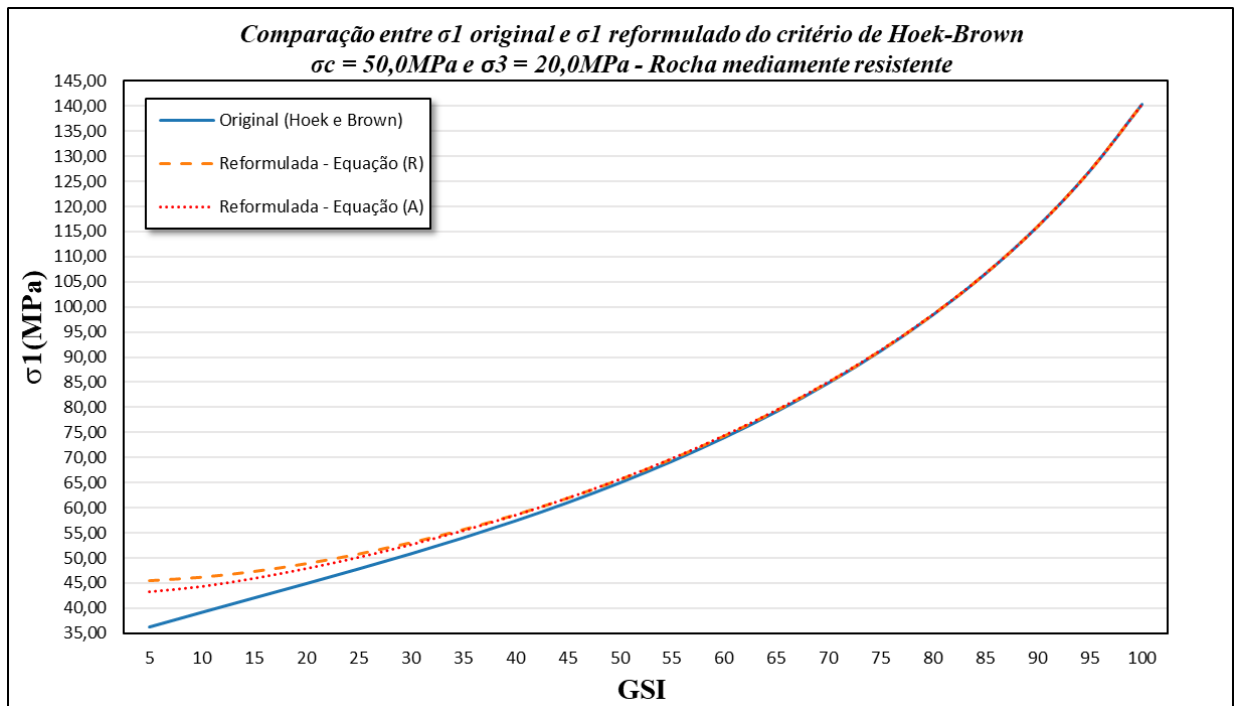
Fonte: O autor.

Figura B18 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 15,0\text{MPa}$.



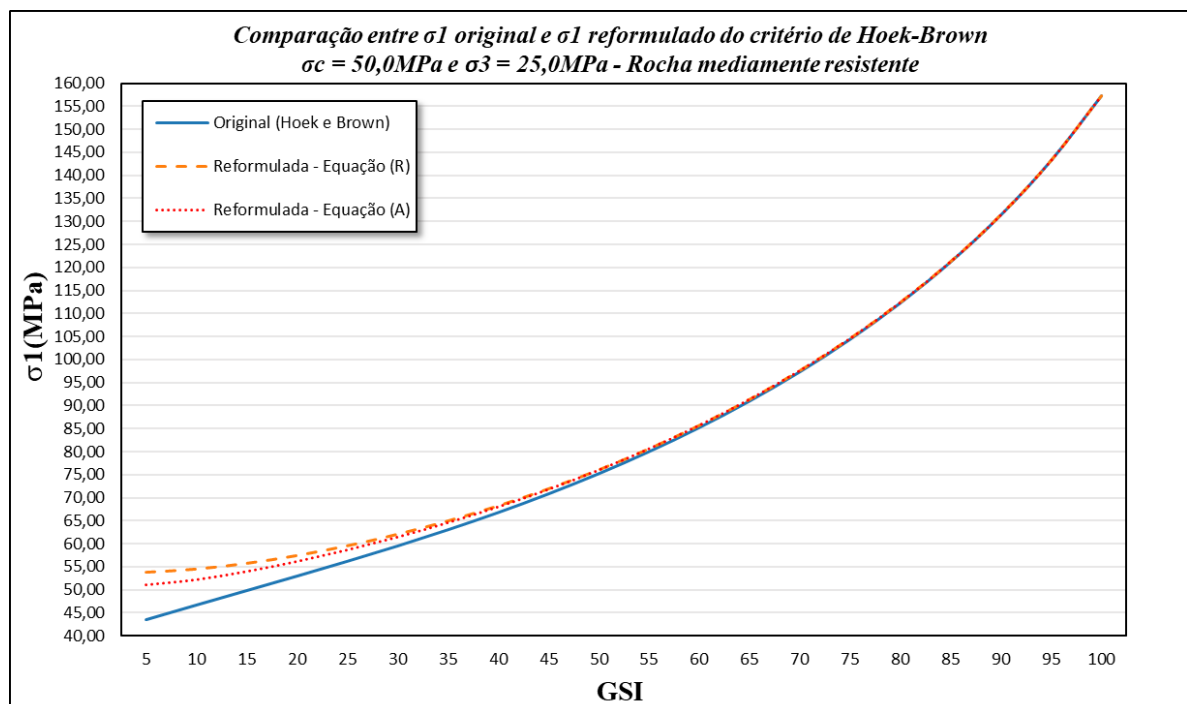
Fonte: O autor.

Figura B19 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 20,0\text{MPa}$.



Fonte: O autor.

Figura B20 – Comparação entre σ_1 original e σ_1 obtido pelas eq. R e A para um $\sigma_c = 50,0\text{MPa}$ e $\sigma_3 = 25,0\text{MPa}$.



Fonte: O autor.