



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Artur Costa Cavalcante

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO PARAMENTO
CENTRAL DA BARRAGEM DO CASTANHÃO EM CCR
NO BRASIL UTILIZANDO O MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS (FEM) E OS SISTEMAS DE
CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS.

Dissertação de Mestrado 2º Ciclo em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, orientada pelo Professor Doutor Francisco Chagas da Silva Filho e pelo Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Março de 2020



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Artur Costa Cavalcante

Análise de Estabilidade do Paramento Central da Barragem do Castanhão em CCR no Brasil utilizando o Método dos Elementos Finitos (FEM) e os Sistemas de Classificações Geomecânicas.

Stability Analysis of the Central Wall of the Castanhão Dam in CCR in Brazil using the Finite Element Method (FEM) and the Geomechanical Classification Systems.

Dissertação de Mestrado 2º Ciclo em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor Francisco Chagas da Silva Filho e pelo Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, Março de 2020

“Dedico esse trabalho a Deus, que me iluminou em toda essa jornada, aos meus amados pais, Abelardo e Nildes, que sempre acreditaram em mim, e a meu amigo Emanuel Salgado Tavares (em memória).”

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Abelardo e Nildes, que me deram toda força, apoio financeiro e psicológico para sair da minha zona de conforto e mudar para outro país, a fim de cursar esse mestrado em geotecnia. A eles, sou eternamente grato, pois são minhas maiores inspirações na vida.

Ao meu cachorro, Apolo, que ele pode não saber, mas nos momentos em que estive preocupado e estressado, seus vídeos sempre me acalmavam e colocavam minha cabeça no lugar.

Ao meu coordenador, Jorge Almeida e Sousa, por ministrar belíssimas aulas e ser muito atencioso, bem como por possibilitar ir realizar a minha pesquisa no Brasil próximo da minha família.

Ao meu orientador, Francisco Chagas, por quando o procurei, não ter pensado duas vezes em me orientar, além de ser presente e interessado em minha pesquisa. Obrigado pelo convívio e por todo conhecimento adquirido.

A todos os professores que compuseram o corpo docente do curso de Mestrado em Geotecnia e Engenharia Geotécnica da Universidade de Coimbra, em especial a Paulo da Venda que me orientou e me ajudou a finalizar minha dissertação, um obrigado por todo conhecimento adquirido, uma vez que espero pô-los em prática em um futuro próximo.

Aos meus colegas de curso, em especial à Arthur Podboi, David Camacho, David Massicano, Filipe Tavares, Guilherme Rebelo e Daniel Goulart, por toda convivência ao longo do curso e pelos momentos de descontração.

Aos meus amigos que ficaram no Brasil, Paulo Wagner e Yuri, por sempre manterem contato e estarem ansiosos pelas minhas idas ao Brasil, sempre indo buscar-me no aeroporto. Vocês são amigos que carrego sempre comigo.

A Konstatinos Polemis, que mesmo não me conhecendo, passou-me todo material disponível para minha pesquisa, bem como estando sempre presente para tirar dúvidas e prestar esclarecimentos.

“Seja quem você for, seja qualquer posição que você tenha na vida, do nível altíssimo ao mais baixo do social, tenha sempre como meta muita força, muita determinação e sempre faça tudo com muito amor e com muita fé em Deus, que um dia você chega lá, de alguma maneira você chega lá.”

Ayrton Senna

RESUMO

Existem milhares de barragens espalhadas pelo mundo, tendo cada uma dessas sua devida importância para população, pois podem ser usadas para armazenamento de água, controle de cheias, navegabilidade e retenção de rejeitos, por exemplo. Nessa dissertação, deu-se uma atenção especial para a barragem do Castanhão que localiza-se no interior do estado do Ceará no Brasil. Com base em dados do projeto e relatórios geotécnicos realizados na época da construção, decidiu-se realizar um estudo em que estimassem os parâmetros geomecânicos do maciço rochoso, o qual forma a fundação da barragem, a fim de se realizar modelagem em elementos finitos. Essa modelagem foi pautada em três análises. A primeira análise foi uma análise tensão-deformação realizada no software RS2 em que consistiu em variar o módulo de deformabilidade da barragem nos estágios: 1- In Situ, 2- Construção Final e 3- Operação. Os módulos de deformabilidade do maciço rochoso foram obtidos utilizando correlações em função dos índices geomecânicos RQD, RMR, Q e GSI. A segunda análise consistiu em reduzir os parâmetros de resistência do material, o qual é a rocha gnaisse, que forma a fundação da barragem, utilizando o método de Hoek-Brown generalizado. Nessa modelação, variou-se o GSI de acordo com o intervalo de confiança obtido, o qual varia entre 65 a 81. Por fim, utilizou-se o programa CADAM para uma análise de estabilidade do paramento central da barragem em duas situações: 1- Operação e 2- Inundação. Nessa análise, variou-se o coeficiente efetivo de drenagem da barragem entre os valores 0,11; 0,33; 0,66 e 0,99, sendo o valor de 0,33 o utilizado no projeto. Como resultados dessas análises, obteve-se que o módulo de deformabilidade tinha grande importância para deslocamentos totais e deformações, uma vez que sua variação ocasiona alterações mais significativas nessas variáveis. Já para as tensões efetivas, o módulo de deformabilidade não exerce uma influência muito notória, haja vista que sua variação não ocasionou maiores variações nas tensões. Na análise seguinte, concluiu-se que à medida que aumentava-se o GSI, o fator SRF limite aumentava também, uma vez que o maciço torna-se de maior qualidade, pois os valores variaram entre os valores 17,7; 20,99; 24,64 e 28,70. As tensões, os deslocamentos e as deformações tendiam a diminuir à medida que ocorria o aumento do GSI durante as análises. Na análise de estabilidade, pode-se concluir que a drenagem é de fundamental importância para a segurança de uma barragem, visto que, em ambas as fases analisadas (Operação e Inundação), o fator de segurança aumentou quando se aumentava o coeficiente de drenagem efetiva. Os valores desse variaram 1,5441; 1,695; 1,9409 e 2,1867 para Operação e 1,0038; 1,1206; 1,3108 e 1,5011 para Inundação. De posse de todos os resultados, concluiu-se que a barragem encontra-se numa situação fora de perigo, sendo necessário atentar-

se para o período das manutenções nos dispositivos de drenagem, visto que esses garantem seu pleno funcionamento e sua durabilidade.

Palavras-chave:

Barragens, Classificação Geomecânica, Coeficiente Efetivo de Drenagem, Redução de Parâmetros de Resistência, Módulo de Deformabilidade, Modelação Numérica.

ABSTRACT

There are thousands of dams around the world, each of which has its importance for the population, as they can be used for water storage, flood control, navigation and tailings retention, for example. In this dissertation, special attention was given to the Castanhão dam, which is located in the interior of the state of Ceará in Brazil. Based on the project data and geotechnical reports carried out at the time of construction, it was decided to carry out a study in which to calculate the geomechanical parameters of the rock mass, which form the foundation of the dam, in order to perform finite element modeling. This modeling was carried out in three analyzes. The first analysis was a tension and strain analysis performed in the RS2 software, which consisted of varying the dam deformation module at the following levels: 1- In Situ, 2- Final Construction and 3- Operation. The deformability modules of the rock mass were obtained using correlations according to the geomechanical indexes RQD, RMR, Q and GSI. A second analysis consisted of reducing the strength parameters of the material, which is a rock, which forms the foundation of the dam, using the generalized Hoek-Brown method. In this varied modeling or GSI according to confidence interval, or which varies between 65 to 81. Finally, the CADAM software was used to analyze the stability of the central wall of the dam in two situations: 1- Operation and 2- Flood. In this analysis, the effective drainage coefficient of the barrier was varied between 0.11; 0.33; 0.66 and 0.99, with value of 0.33 being that used in the project. As the results of these analyzes, it was found that the deformability module had great importance for total displacements and deformations, since its variation occurred more significant changes in these variables. As for the effective stresses, the deformability module does not have a very noticeable influence, there may be a variation that does not occur more frequently in the stresses. In the following analysis, it was concluded that the measure that increased if GSI, or the limit SRF factor also increased, once the massif became higher quality, since it varied between the values 17.7; 20.99; 24.64 and 28.70. Like stresses, displacements and deformations tend to decrease the measure of occurrence or increase of the GSI during the analyzes. In the stability analysis, it can be concluded that drainage is of fundamental importance for the safety of a dam, since, in areas such as analyzed phases (Operation and Flood), the safety factor increased when increased too effective drainage coefficient. The values of this varied by 1,5441; 1,695; 1.9409 and 2.1867 for Operation and 1.0038; 1.1206; 1.3108 and 1.5011 for Flood. In possession of all the results, he concluded that the dam is in an out of danger situation, it is necessary to pay attention to the maintenance period in the drainage devices, since these guarantee its full operation and durability.

Keywords:

Dams, Geomechanical Classification, Effective Drainage Coefficient, Reduction of Resistance Parameters, Deformability Module, Numerical Modeling.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE	1
ÍNDICE DE FIGURAS	1
ÍNDICE DE QUADROS.....	1
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Barragem do Castanhão.....	4
2.2 Estudo de Caso.....	5
2.2.1 Geologia do Maciço.....	5
2.2.2 Geomecânica do Maciço.....	6
2.3 Classificação Geomecânica	8
2.3.1 Sistema RMR	8
2.3.1.1 Resistência à Compressão	10
2.3.1.2 RQD	11
2.3.1.3 Espaçamento entre descontinuidades.....	12
2.3.1.4 Separação das descontinuidades, continuidade	13
2.3.1.5 Preenchimento	13
2.3.1.6 Alteração	14
2.3.1.7 Água subterrânea	15
2.3.1.8 Direção das descontinuidades.....	16
2.3.2 Sistema Q	17
2.3.3 GSI.....	19
2.3.4 Correlações entre os índices geomecânicos	22
2.4 Funcionamento RS2	23
2.5 Funcionamento CADAM	28
2.6 Correlações	34
2.6.1 Obtendo o módulo de deformabilidade a partir do RQD.....	34
2.6.2 Obtendo o módulo de deformabilidade a partir do RMR.....	36
2.6.3 Obtendo o módulo de deformabilidade a partir do Q.....	43

2.6.4	Obtendo parâmetros de deformabilidade a partir do GSI.....	46
3	METODOLOGIA	50
3.1	Calculando RMR.....	50
3.1.1	Resistência à compressão uniaxial	50
3.1.2	RQD.....	50
3.1.3	Espaçamento das descontinuidades	50
3.1.4	Características das descontinuidades.....	51
3.1.4.1	Comprimento (persistência)/ Separação (abertura)/ Rugosidade/ Enchimento/ Alteração	51
3.1.5	Condições hidrogeológicas	51
3.1.6	RMR 89.....	51
3.2	Calculando GSI.....	51
3.3	Fator D.....	51
3.4	Modelagem no RS 2.....	53
3.4.1	Peso volúmico	54
3.4.2	Constante de rocha intacta (mi).....	54
3.4.3	Coefficiente de poisson (v).....	54
3.4.4	Demais fatores para modelagem (mb/S/a).....	56
3.4.5	Processamento.....	56
3.5	Modelagem no CADAM	57
4	RESULTADOS E COMENTÁRIOS.....	58
4.1	Índices geomecânicos.....	58
4.2	Implementação do RS2.....	61
4.2.1	Análise tensão - deformação variando o módulo de deformabilidade	62
4.2.1.1	Situação in situ.....	67
4.2.1.2	Situação de construção final e de operação.....	68
4.3	Comparando solução por elementos finitos x solução elástica.....	83
4.4	Redução dos parâmetros de resistência por Hoek-Brown no RS2.....	84
4.5	Análise de estabilidade em operação e inundação no CADAM	91
5	CONCLUSÃO	98
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
	Anexo 1	106
	Anexo 2	107
	Anexo 3	111
	Anexo 4	118
	Anexo 5	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Principais problemas em Barragens de Aterro (Marcelino, 2009).....	2
Figura 2.1 – Barragem do Castanhão (centralquixadá.blogpost.com, 2019)	5
Figura 2.2 – Gnaisse granítico apresentando trechos estilhaçados (Sandroni et al., 1999) ...	7
Figura 2.3 – Gnaisse granítico moderadamente alterado (Sandroni et al., 1999).....	7
Figura 2.4 – Rocha gnaissica onde é possível visualizar blocos isolados (Sandroni et al., 1999)	8
Figura 2.5 – (1) Estreitas lentes de gnaisse xistoso, (2) bastante micáceo (Sandroni et al., 1999)	8
Figura 2.6 – Preenchimento nas discontinuidades a) descontinuidade fechada, b) descontinuidade aberta, c) descontinuidade preenchida (Celso Lima et al., 2018)	14
Figura 2.7 – Orientação das descontinuidades (Rowland e Duebendorfer, 1984)	16
Figura 2.8 – Correção das descontinuidades conforme direção (Adaptado Bieniawski, 1989)	17
Figura 3.1 – Pontos utilizados nas análises (RS2).....	53
Figura 4.1 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo RQD em relação à média	63
Figura 4.2 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo RMR em relação à média	64
Figura 4.3 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo Q em relação à média	65
Figura 4.4 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo GSI em relação à média .	65
Figura 4.5– Maciço in Situ (RS2).....	66
Figura 4.6 – Maciço com barragem construída (RS2).....	67
Figura 4.7 – Maciço com barragem em pleno armazenamento (RS2)	67
Figura 4.8 – Pontos utilizados na análise in situ (RS2)	68
Figura 4.9 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → RQD.....	69
Figura 4.10 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → RMR.....	70
Figura 4.11– Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → Q.....	70
Figura 4.12 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → GSI.....	71
Figura 4.13 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Construção Final – In Situ → RQD.....	71
Figura 4.14 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Construção Final – In Situ → RMR.....	72

Figura 4.15 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Construção Final – In Situ → Q	72
Figura 4.16 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Construção Final – In Situ → GSI.....	73
Figura 4.17 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação - Construção Final → RQD	74
Figura 4.18 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação - Construção Final → RMR.....	74
Figura 4.19 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação – Construção Final → Q	
Figura 4.20 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação – Construção Final → GSI	75
Figura 4.21 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → RQD.....	76
Figura 4.22 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → RMR	77
Figura 4.23 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → Q.....	77
Figura 4.24 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → GSI	78
Figura 4.25 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → RQD.....	79
Figura 4.26 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → RMR.....	79
Figura 4.27 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → Q	80
Figura 4.28 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → GSI.....	80
Figura 4.29 – Deformações xx → Operação e Construção Final.....	81
Figura 4.30 – Deformações yy → Operação e Construção Final.....	82
Figura 4.31 – Comparação modelagem no RS2 x cálculo elástico → tensão σ_{yy} efetiva → Construção Final	83
Figura 4.32 – Comparação modelagem no RS2 x cálculo elástico → tensão σ_{yy} efetiva → Operação	83
Figura 4.33 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 65 (RS2).....	85
Figura 4.34 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 70 (RS2).....	85
Figura 4.35 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 75 (RS2).....	85
Figura 4.36 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 81 (RS2).....	85
Figura 4.37 – Elementos plastificados → GSI = 65 (RS2)	86
Figura 4.38 – Elementos plastificados → GSI = 70 (RS2)	86
Figura 4.39 – Elementos plastificados → GSI = 75 (RS2)	87
Figura 4.40 – Elementos plastificados → GSI = 81 (RS2)	87
Figura 4.41 – Linha de tendência entre os SRFs	88
Figura 4.42 – Modelagem da barragem (CADAM)	93
Figura 4.43 – Comparação modelagem no CADAM x cálculo elástico → fator de segurança → Operação	96
Figura 4.44 – Comparação modelagem no CADAM x cálculo elástico → fator de segurança → Inundação.....	96

Figura 0.1 – Sondagem utilizada para modelagem (DNOCS, 1995).....	106
Figura 0.1 – Esquema com forças e distâncias na condição de operação	118
Figura 0.2 – Esquema com forças e distâncias na condição de inundação	121
Figura 0.1 – Esquema com as tensões para cálculo na condição de construção final	124
Figura 0.2 – Esquema com as tensões para cálculo na condição de operação	126

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 – Qualidade do maciço segundo RMR.....	9
Quadro 2-2 – Resistência à compressão intacta das rochas	10
Quadro 2-3 – Pesos relativos à resistência à compressão	10
Quadro 2-4 – RQD x Qualidade da Rocha.....	11
Quadro 2-5 – Pesos relativos ao RQD	12
Quadro 2-6 – Espaçamento x Qualidade da Rocha	12
Quadro 2-7 – Pesos relativos aos espaçamentos das descontinuidades	12
Quadro 2-8 – Pesos relativos à separação das descontinuidades.....	13
Quadro 2-9 – Pesos relativos à persistência das descontinuidades.....	13
Quadro 2-10 – Pesos relativos ao enchimento	14
Quadro 2-11 – Tipos de grau de alteração	15
Quadro 2-12 – Pesos relativos ao grau de alteração	15
Quadro 2-13 – Peso relativo à presença da água nas descontinuidades.....	16
Quadro 2-14 – Correção das descontinuidades conforme tipo de obra	17
Quadro 2-15 – Padrão geomecânico x Q	18
Quadro 2-16 – Ábaco para atribuição do GSI para maciços homogêneos	20
Quadro 2-17 – Ábaco para quantificação do GSI pela condição das descontinuidades e RQD	21
Quadro 3-1 – Fator D de acordo com tipo de maciço.....	52
Quadro 3-2 – Peso volúmico de acordo com tipo de rocha	54
Quadro 3-3 – Constantes elásticas acordo com tipo de rocha	55
Quadro 4-1 – Espaçamento das famílias de descontinuidades	58
Quadro 4-2 – Intervalo peso relativo do comprimento da descontinuidades	59
Quadro 4-3 – Intervalo peso relativo da separação das descontinuidades	59
Quadro 4-4 – Intervalo peso relativo da abertura das descontinuidades.....	59
Quadro 4-5 – Intervalo de confiança do RMR do maciço	60
Quadro 4-6 – Intervalo de confiança do GSI	60
Quadro 4-7 – Parâmetros para modelagem	62

Quadro 4-8 – Tensão efetiva σ_{xx} in Situ.....	68
Quadro 4-9 – Tensão efetiva σ_{yy} in Situ.....	68
Quadro 4-10 – Parâmetros para modelagem no RS2.....	84
Quadro 4-11 – Tensões \rightarrow GSI = 65	88
Quadro 4-12 – Deslocamentos totais \rightarrow GSI = 65.....	88
Quadro 4-13 – Deformações \rightarrow GSI = 65	89
Quadro 4-14 – Tensões \rightarrow GSI = 70	89
Quadro 4-15 – Deslocamentos totais \rightarrow GSI = 70.....	89
Quadro 4-16 – Deformações \rightarrow GSI = 70	89
Quadro 4-17 – Tensões \rightarrow GSI = 75	89
Quadro 4-18 – Deslocamentos totais \rightarrow GSI = 75.....	90
Quadro 4-19 – Deformações \rightarrow GSI = 75	90
Quadro 4-20 – Tensões \rightarrow GSI = 81	90
Quadro 4-21 – Deslocamentos totais \rightarrow GSI = 81.....	90
Quadro 4-22 – Deformações \rightarrow GSI = 81	90
Quadro 4-23 – Dados geometria da barragem.....	92
Quadro 4-24 – Dados operação da barragem	92
Quadro 4-25 – Dados materiais da barragem.....	92
Quadro 4-26 – Tensões efetivas \rightarrow Operação \rightarrow Ed = 0,33	93
Quadro 4-27 – Tensões efetivas \rightarrow Inundação \rightarrow Ed = 0,33	93
Quadro 4-28 – Tensões efetivas \rightarrow Operação \rightarrow Ed = 0,11	94
Quadro 4-29 – Tensões efetivas \rightarrow Inundação \rightarrow Ed = 0,11	94
Quadro 4-30 – Tensões efetivas \rightarrow Operação \rightarrow Ed = 0,66	94
Quadro 4-31 – Tensões efetivas \rightarrow Inundação \rightarrow Ed = 0,66.....	95
Quadro 4-32 – Tensões efetivas \rightarrow Operação \rightarrow Ed = 0,99	95
Quadro 4-33 – Tensões efetivas \rightarrow Inundação \rightarrow Ed = 0,99	95
Quadro 4-34 – Demais fatores de segurança no CADAM.....	96
Quadro 0-1 – Número de famílias \rightarrow Jn (Q).....	107
Quadro 0-3 – Índice de alterações das descontinuidades \rightarrow Ja (Q).....	108
Quadro 0-4 – Fator de redução da presença da água \rightarrow Jw (Q).....	109
Quadro 0-5 – Condições devido ao estado de tensão do maciço \rightarrow SRF (Q)	109
Quadro 0-1 – Resultados para módulo de deformabilidade - RQD.....	111

Quadro 0-2 – Resultados para módulo de deformabilidade - RMR	113
Quadro 0-3 – Resultados para módulo de deformabilidade - Q.....	115
Quadro 0-4 – Resultados para módulo de deformabilidade - GSI.....	116
Quadro 0-1 – Parâmetros para verificação do Fator de Segurança.....	118

1 INTRODUÇÃO

O estado do Ceará, localizado no Nordeste brasileiro, tem todo seu território inserido dentro do Polígono das Secas, a qual é uma região que apresenta um déficit hídrico demasiado elevado, segundo Sudene (2007). Essa situação de escassez hídrica motivou, durante o período do Segundo Reinado, em 1847, a implementação de projetos para obras de transposição, no entanto na época não existiam recursos para isso. Entretanto, em 1909, acontece a criação do órgão DNOCS (Departamento Nacional de Obras Contra a Seca – antes IFOCS) durante o governo de Afonso Pena. Esse órgão seria responsável por monitorar o balanço hídrico das regiões brasileiras e implementar obras que amenizassem a gravidade da situação.

O Ceará encontra-se no semiárido brasileiro, sendo que a capital do estado, Fortaleza, está próximo ao litoral cearense e os maciços rochosos nessa cidade estão sobrepostos a uma variável camada de materiais da chamada formação barreiras, conforme Oliveira et al. (2012) e que por sua vez está abaixo de solos granulares de dunas, cobrindo praticamente toda a Região Metropolitana de Fortaleza. Segundo Bastos e Cordeiro (2016), o estado do Ceará possui 73% da cobertura geológica formada por embasamento cristalino (19% ígneas e 54% metamórficas), sendo que os maciços rochosos se encontram ou próximos à superfície, ou aflorando. Destaca-se que o semiárido brasileiro apresenta chuvas irregulares, o que tornou muito importante a construção de barragens.

Tendo por base uma das maiores barragens do estado do Ceará, popularmente, conhecida como Barragem do Castanhão e utilizando suas características geológicas, mais especificamente do maciço rochoso do vertedouro, formado por rochas gnáissicas com características graníticas predominantes com fraturas variadas (horizontalizadas, verticais e sub-verticais, podendo estar preenchidas ou não) (Sandroni et al., 1999), realizar-se-á um estudo de dissertação que consistirá em uma análise tensão-deformação do maciço rochoso, no qual se localiza essa obra de arte, contabilizando variações de tensões na base da barragem, bem como deslocamentos e deformações. Essa análise será realizada nos estágios in situ, construção final e operação da barragem, bem como Borges (2016) realizou em sua pesquisa. Importante citar que serão estimados índices geomecânicos como RMR, Q e GSI, os quais servirão de base para o cálculo do módulo de deformabilidade do maciço em estudo.

Como parte da pesquisa, também será realizado, por meio do software RS2, uma análise que

envolve redução dos fatores de resistência com base nos parâmetros de Hoek-Brown, a fim de verificar se a barragem encontra-se segura no seu estágio de operação.

Por fim, será realizada uma análise de estabilidade pelo programa Cadam nas situações em que a barragem encontra-se em operação e inundação, conforme informações previstas em projeto, variando-se o coeficiente efetivo de drenagem (dreno).

Um estudo realizado por Marcelino (2009) aponta que 52% dos problemas constatados em barragem de aterro, os quais podem ser visualizados na Figura 1.1, como erosão interna, “piping” na fundação ou no aterro, podem ter origem devido a falhas nos dispositivos de drenagem.

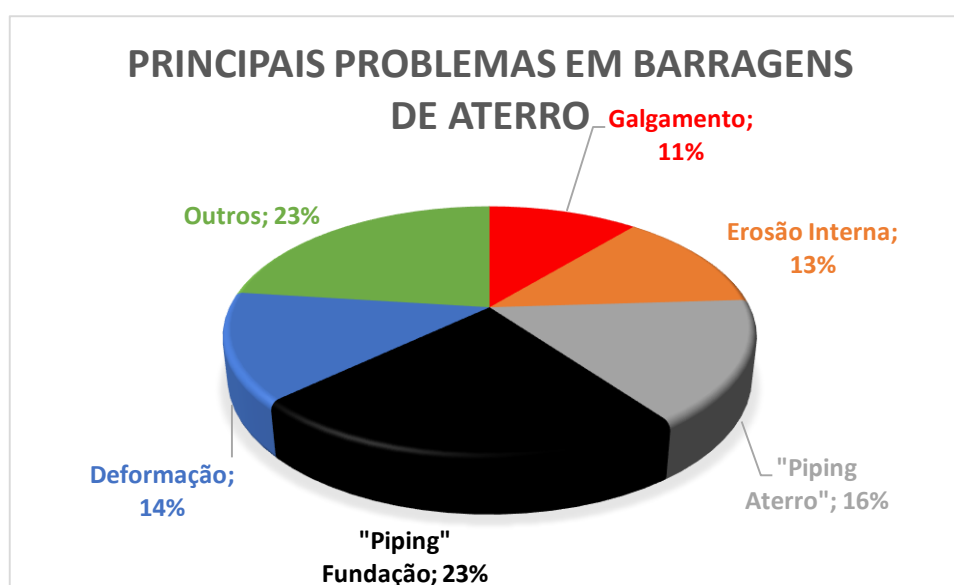


Figura 1.1 – Principais problemas em Barragens de Aterro (Marcelino, 2009)

Os dados acima ressaltam a importância de se realizar manutenções na barragem ao longo do tempo, principalmente nos aparelhos de drenagem, visto que o acúmulo de água pode causar danos nos taludes, na fundação e nos elementos estruturais da obra de arte especial.

Segundo estudo realizado pela Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 2001), concluiu-se em seu boletim 121 que as principais causas de ruptura de barragens são problemas de fundação, capacidade inadequada dos vertedouros, instabilidade dos taludes, falta de controle de erosão, deficiências no controle e inspeção pós-operação. Essas causas dos incidentes, conforme Vasconcelos e Azezz (2018), estão diretamente relacionadas à falta de controle durante a operação das barragens de rejeitos e estão associadas a problemas operacionais que envolvem a presença de água. Segundo os autores, ainda é possível citar que no Brasil, várias barragens, embora sejam barragens de água e voltadas a melhorar o

abastecimento humano, se romperam no último século. Podem ser citados também outros fatores como eventos ligados às legislações negligentes, a corrupção dos agentes públicos, bem como fatores naturais, como solos instáveis. Outro fator que pode ser destacado é a ausência de planejamento e de tecnologias adequadas.

1.1 Objetivos

O objetivo principal do estudo é verificar as tensões efetivas σ_{xx} (horizontal) e σ_{yy} (vertical) nas direções principais dos eixos, os deslocamentos totais e as deformações xx e yy na base da barragem, aplicando parâmetros geomecânicos na obtenção do módulo de deformabilidade.

1. Cálculo estimado dos índices geomecânicos e do módulo de deformabilidade para aplicação no estudo de caso;
2. Análise tensão-deformação e redução dos parâmetros de resistência por Hoek-Brown variando parâmetros como módulo de deformabilidade e GSI, respectivamente;
3. Análise de estabilidade com cálculo do fator de segurança variando o coeficiente de eficiência da drenagem.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Barragem do Castanhão

O maciço em estudo localiza-se na região conhecida como Jaguaribara no estado do Ceará. Esse maciço está presente no Açude Público Padre Cícero, mais conhecido como Açude Castanhão, o qual é uma represa brasileira construída no leito do rio Jaguaribe, sendo, atualmente, o maior reservatório de água doce do Ceará.

Segundo consta no site oficial do Departamento Nacional de Obras contra a Seca (DNOCS), o Consórcio Hidroservice – A. Noronha foi contratado em 1987 para elaboração do projeto da barragem do Castanhão. Esse consórcio concebeu uma barragem de terra homogênea com cerca de 7×10^6 m³. Essas obras tiveram início em 1995, sendo seu término previsto para dezembro de 1999. Entretanto, alguns aspectos não previstos na fundação, como a presença do paleo canal e do paleo canal junior, retardaram o ritmo da obra, comprometendo seriamente o prazo de conclusão.

Com esse atraso, a Secretaria dos Recursos Hídricos do Ceará (SRH-CE), devido à necessidade de assegurar o abastecimento da Região Metropolitana de Fortaleza, contratou a TPF ENGENHARIA (anteriormente ENGESOFT) para a elaboração do projeto do Paramento Central da Barragem em Concreto Compactado a Rolo (CCR) em maio 1999. Em consórcio com a empresa americana MONTGOMERY WATSON, a TPF ENGENHARIA desenvolveu o Projeto Básico e o Projeto Executivo do Paramento Central, com cronograma de fechamento do rio para janeiro/2001. O Projeto do Paramento Central em CCR representa um volume de CCR de 1×10^6 m³ e $1,2 \times 10^6$ m³ de maciço terroso nos abraços.

As obras desse reservatório iniciaram-se em 1995 e foram concluídas em 23 de dezembro de 2002, numa parceria entre a Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará e o DNOCS. Durante a construção do açude foi necessário remover a antiga sede do município de Jaguaribara, que ficou sob as águas. Em substituição à cidade submersa, foi construída a cidade de Nova Jaguaribara.

Conforme informações presentes no site oficial da Secretaria de Recursos Hídricos do Estado

do Ceará (SRH-CE), o açude do Castanhão possui capacidade de armazenamento igual à 6.700.000.000 m³, o que o coloca como o maior açude para múltiplos usos da América Latina. Sozinho, esse tem 37% de toda a capacidade de armazenamento dos 8.000 reservatórios cearenses.

O Castanhão (Figura 2.1), o qual localiza-se na região denominada de "Boqueirão do Cunha" segundo a Prefeitura de Alto Santo, também apresenta-se como um importante mecanismo de controle das secas e das cheias sazonais que atingem o vale do Jaguaribe, bem como o restante do Ceará. Suas águas são usadas na agricultura irrigada, piscicultura, pesca (esportiva e de subsistência) e lazer náutico. Até o momento, não há uso atual como fonte hidroelétrica desta barragem.



Figura 2.1 – Barragem do Castanhão (centralquixadá.blogpost.com, 2019)

2.2 Estudo de Caso

Esse trabalho foi desenvolvido com base em relatórios acerca das condições geológicas e geomecânicas do maciço rochoso nos taludes laterais do vertedouro, através de um mapeamento detalhado conforme recomendação do Painel de Consultores do DNOCS.

2.2.1 Geologia do Maciço

Conforme Sandroni et al. (1999), a área que compreende o vertedouro é composta por rochas metamórficas, principalmente por rochas gnássicas. É válido citar também que as fundações do

vertedouro estão assentas sobre rochas gnáissicas pertencentes ao denominado Complexo Nordeste, o qual é composta pela união das rochas gnaissicas e magmáticas.

Ainda sobre o relatório elaborado pelo Engenheiro Sandro Sandroni, pode-se extrair que a litoestratigrafia é formada por rochas metamórficas do tipo gnaiss, a qual apresenta variações em função do grau de metamorfismo sofrido pela rocha original, no caso uma rocha ígnea. Os contatos litológicos são de difícil definição, uma vez que ocorrem de forma gradacional. No trecho estudado, existem três tipos litológicos encontrados.

Um desses tipos litológicos é o Gnaiss Granítico, o qual exibe tonalidades que variam de cinza-claro à cinza-médio e cinza-escuro. Sua granulação é principalmente equigranular fina à média, apresentando um melhor grau de coerência e menor grau de faturamento devido a sua resistência ao corte. Outro tipo litológico é a Biotita-Gnaiss, a qual apresenta tonalidade cinza médio à cinza escuro. Sua granulação é principalmente equigranular média, podendo variar para equigranular fina. Por último, o Gnaiss Xistoso que possui tonalidades cinza-média a cinza-escuro com uma estrutura foliada e granulação média.

Importante ressaltar que esses tipos litológicos apresentados anteriormente distinguem-se dos gnaisses comuns, uma vez que não possuem faixas de granulação e estão dispostos em lâminas.

2.2.2 Geomecânica do Maciço

Sandroni et al. (1999) relataram que as fraturas apresentam-se horizontalizadas, verticais, sub-verticais e inclinadas, tendo essas últimas, surgido por meio de esforços de corte. “As fraturas apresentam-se principalmente preenchidas por alteração de rocha e/ou rocha alterada, algumas vezes associadas a argilas, por vezes seladas e outras apresentam-se abertas, com verificação “in loco” de percolações d’água através destas” (Sandroni et al., 1999).

Observou-se que as rochas gnáissicas situadas mais a superfície, por serem frágeis, rompem-se quando submetidas à tração, por meio de fraturas de tração, dispostas, em geral, na direção das forças trativas.

As rochas gnáissicas com características graníticas predominantes apresentam um sistema de faturamento, principalmente nas direções preferenciais, N77W/35SW, N72E/85NW e N72W/87SE.

O gnaiss granítico apresenta-se homogêneo, medianamente alterado e fraturado. “O conjunto de fraturas apresentado nesta litologia, tanto as preferenciais como as secundárias de modo

geral, apresentam-se em sua grande maioria entrelaçada, propiciando uma compartimentação do maciço rochoso, isolando bloco de tamanhos variados” (Sandroni et al., 1999). As características permitiram que os engenheiros responsáveis pela elaboração do 5.º relatório de consultoria sobre aspectos geotécnicos do açúde público do Castanhão definissem o modelo geomecânico do maciço rochoso, como classes 1 e 2, segundo o RMR, em 70% dos taludes mapeados. As Figuras 2.2 a 2.5 permitem visualizar o maciço rochoso em estudo.



Figura 2.2 – Gnaisse granítico apresentando trechos estilhaçados (Sandroni et al., 1999)



Figura 2.3 – Gnaisse granítico moderadamente alterado (Sandroni et al., 1999)



Figura 2.4 – Rocha gnaissica onde é possível visualizar blocos isolados (Sandroni et al., 1999)



Figura 2.5 – (1) Estreitas lentes de gnaiss xistoso, (2) bastante micáceo (Sandroni et al., 1999)

2.3 Classificação Geomecânica

2.3.1 Sistema RMR

O sistema de classificação RMR (Classificação do Maciço Rochoso) foi desenvolvido por Bieniawski inicialmente em 1973, posteriormente, aprimorado até 1989, baseando-se em casos práticos avaliados. “Segundo Aksoy (2008), quando foi desenvolvida em 1973, a classificação RMR tinha como objetivo avaliar o período de estabilidade de um vão livre escavado (distância entre a frente de escavação e o último segmento escorado) até que ele colapsasse, isto em folhelhos e rochas pouco argilosas” (Christofolletti, 2014). “Em 1974, Bieniawski revisou o sistema e adicionou as características descritivas das descontinuidades, reduzindo o número de parâmetros analisados de 8 para 6. Em 1976, a classificação RMR foi novamente atualizada,

sendo a principal alteração no guia de suporte para tuneis de vão de 10 m em forma de ferradura, com diminuições nos tamanhos dos tirantes e na espessura do concreto projetado” (Christofolletti, 2014). “O Intervalo de pesos finais para a primeira classe de maciços rochosos foi alterada de 90 – 100 para 81 – 100. A rugosidade foi adicionada ao se avaliar as descontinuidades, assim como foi inserido o teste para o índice de resistência a carga pontual. Em 1979, vieram as alterações pertinentes á água subterrânea e a condição das descontinuidades, sendo as condições gerais da água adicionadas para os casos em que esta não pode ser medida e o número de casos aumentado para cinco, como também o fator de correção devido à orientação das descontinuidades adicionado para casos de túneis, taludes e fundações” (Christofolletti, 2014).

O índice RMR indica a qualidade do maciço, fazendo uso de uma ponderação desses fatores por meio de pesos de acordo com parâmetros que, segundo Bieniawski (1989), estão diretamente ligados ao comportamento do maciço. Essa classificação leva em consideração os seguintes parâmetros de caracterização:

- A - Resistência à compressão da rocha intacta;
- B - RQD;
- C - Espaçamento entre descontinuidades;
- D - Condição de superfície das descontinuidades;
- E - Condições de água no maciço.

Através do somatório dos pesos relativos a cada parcela desses parâmetros acima citados, obtém-se o valor do índice geomecânico:

$$RMR = A + B + C + D + E \quad (2.1)$$

Abaixo pode-se visualizar que o somatório dos fatores listados acima servem para enquadrar o maciço em cinco tipos de classes (Quadro 2.1).

Quadro 2-1 – Qualidade do maciço segundo RMR

Somatório dos pesos	100-81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	≤ 20
Classe de Maciço	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito bom	Bom	Razoável	Fraco	Muito fraco

Fonte: Adaptado Hudson e Harrison, 1997.

Ainda pode-se implementar uma correção com base na orientação das descontinuidades e baseados em quadros que serão mostradas logo a frente.

Os parâmetros utilizados por Bieniawski (1989) e seus respectivos pesos são apresentados a seguir:

2.3.1.1 Resistência à Compressão

O conhecimento acerca da resistência da rocha intacta é necessário para classificar um maciço rochoso. Várias maneiras de obter esse valor foram propostas, a fim de serem utilizadas em classificações geomecânicas, tendo cada uma das formas suas respectivas diferenças. Abaixo encontra-se o Quadro 2.2 proposto pela International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1981), o qual permite estimar o valor de resistência de rocha intacta.

Quadro 2-2 – Resistência à compressão intacta das rochas

Grau de resistência	Descrição	Resistência uniaxial estimada (MPa)
R0	Extremamente branda e solos estruturados, coesivos, rijos a duros	0,25 - 1,0
R1	Rocha muito branda	1,0 - 5,0
R2	Rocha branda	5,0 - 25,0
R3	Rocha medianamente resistente	25,0 - 50,0
R4	Rocha resistente	50,0 - 100,0
R5	Rocha muito resistente	100,0 - 200,0
R6	Rocha extremamente resistente	> 250,0

Fonte: Adaptado ISRM, 1981.

Existem duas outras formas de obter o valor acima: a primeira através de testes realizados em amostras de rochas preparadas em laboratório e a segunda através de testes em núcleos de rocha não preparados no campo, usando equipamento portátil para determinação da carga pontual (índice de força). Ambas as formas relacionam-se com a resistência à compressão uniaxial. Entretanto, deve-se salientar que sempre é preferível realizar algum ensaio de campo antes de se estimar algo através de correlações.

Após a determinação dessa resistência, deve-se atribuir um peso ao valor do parâmetro, de acordo com o Quadro 2.3.

Quadro 2-3 – Pesos relativos à resistência à compressão

Resistência da rocha intacta	Point Load (MPa)	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Para $i_s < 1$ é melhor adotar compressão uniaxial		
	Compressão uniaxial (MPa)	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
Pesos		15	12	7	4	2	1	0

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.2 RQD

O estado dos núcleos das rochas obtidos numa perfuração é uma indicação valiosa da condição in situ e do comportamento do maciço rochoso. Vários critérios podem ser usados para quantificação da qualidade da rocha nos núcleos, como recuperação do núcleo, tamanho do fragmento, frequência de fratura ou designação de qualidade da rocha (RQD). O conceito RQD foi proposto em 1964 por Deere, sendo um índice baseado num procedimento de recuperação principal em que a recuperação do núcleo é determinada incorporando apenas os pedaços de núcleo duro e sadio com 100 mm ou mais em comprimento. Comprimentos mais curtos do núcleo são ignorados. A Equação 2.2 exemplifica o cálculo deste índice.

$$RQD = \frac{\Sigma L \text{ (até 10 cm)}}{L_{Total}} \times 100 \quad (2.2)$$

O Quadro 2.4 que correlaciona o valor de RQD com a qualidade da rocha.

RQD	Qualidade da Rocha
< 25%	Muito mau
25-50%	Mau
50-75%	Razoável
75-90%	Bom
90-100%	Muito bom

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1973.

O conceito RQD também é importante dado existir uma correlação entre o RQD e certos parâmetros físicos do maciço rochoso. Um exemplo disso é a frequência de fratura (ou seja, o número de fraturas em um comprimento), a qual pode ser obtida pela formulação abaixo.

$$RQD = 100 * e^{-0,1*f} * (0,1 * f + 1) \quad (2.3)$$

O RQD tem algumas limitações, naturalmente, uma vez que não considera a influência da orientação das fraturas. Por outro lado, o procedimento RQD é simples, barato e reproduzível. Ressalta-se que esse procedimento está sendo usado extensivamente nos EUA e na Europa e, atualmente, vem ganhando aceitação em alguns países, como a África do Sul (Bieniawski, 1973).

No Quadro 2.5, correlaciona-se o valor de RQD com os respectivos pesos para classificação RMR.

Quadro 2-5 – Pesos relativos ao RQD

RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25
Pesos	20	17	13	8	3

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.3 Espaçamento entre descontinuidades

O termo junta é usado para significar todas as descontinuidades, defeitos ou outras superfícies de fraqueza.

É amplamente aceite que o espaçamento de juntas é de grande importância na avaliação de um maciço rochoso. A própria presença de juntas reduz a resistência do mesmo e seu espaçamento governa o grau de tal redução. Um exemplo é um material de rocha com alta resistência (100-200 MPa), mas intensamente fraturado com espaçamento entre as fraturas de 50 mm, produzirá um maciço rochoso fraco. Isso mostra que o espaçamento das juntas afeta a resistência de um maciço rochoso quando relacionado à resistência do material rochoso intacto (Bieniawski, 1973).

Embora existam várias classificações de espaçamento entre descontinuidades, a classificação por Deere (1966) (Quadro 2.6), é amplamente aceite, portanto recomendado (Bieniawski, 1973).

Quadro 2-6 – Espaçamento x Qualidade da Rocha

Descrição	Espaçamento entre descontinuidades	Classificação da rocha
Muito largo	> 3m	Sólido
Largo	1 - 3 m	Maciço
Moderadamente fechado	0,3 - 1 m	Bloco
Fechado	50 - 300 mm	Fraturado
Muito Fechado	< 50 mm	Esmagado

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1973.

O Quadro 2.7 que correlaciona o espaçamento das descontinuidades com os respectivos pesos para classificação RMR.

Quadro 2-7 – Pesos relativos aos espaçamentos das descontinuidades

Espaçamento das descontinuidades	> 2m (f1)	0,6 - 2 m (f2)	200 - 600 mm (f3)	60 - 200 mm (f4)	< 60 mm (f5)
Pesos	20	15	10	8	5

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.4 Separação das descontinuidades, continuidade

A separação de juntas (abertura entre superfícies de juntas) raramente é incluído nos sistemas de classificação, mas as experiências de T.R. Schneider na Suíça e Cecil na Escandinávia indicam que este é critério de descrição quantitativa de um maciço rochoso não apenas em casos de encostas e fundações, mas também em aplicações de tunelamento (Bieniawski, 1973). O Quadro 2.8 indica como se ponderar a abertura das descontinuidades para o cálculo do RMR.

Quadro 2-8 – Pesos relativos à separação das descontinuidades

Abertura (separação)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5,0 mm
Peso	6	5	4	1	0

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

A continuidade das fraturas influencia até que ponto o material da rocha e as juntas afetam separadamente a comportamento do maciço rochoso. Uma fratura pode ser contínua com ou sem material de preenchimento. Em presença desses materiais, o tipo e espessura também devem ser especificados (Bieniawski, 1973). O Quadro 2.9 indica como se ponderar a persistência das descontinuidades para o cálculo do RMR.

Quadro 2-9 – Pesos relativos à persistência das descontinuidades

Persistência/ Continuidade	< 1,0 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.5 Preenchimento

“O tipo de preenchimento das descontinuidades (Figura 2.6) faz-se sentir de modo notável em todos os parâmetros geotécnicos de um maciço: resistência, deformabilidade e permeabilidade” (Celso Lima et al., 2018). “A variação influencia a resistência ao deslizamento já que a uma maior abertura corresponde uma diminuição de contatos entre as paredes da descontinuidade, podendo daí resultar concentrações de tensões conduzindo a esmagamentos pontuais das asperidades das paredes da descontinuidade” (Celso Lima et al., 2018). “Por sua vez é evidente a diferença de comportamento em termos de resistência ao corte entre descontinuidades preenchidas por um material pétreo, por vezes mais resistente e menos deformável do que o restante material que constitui o maciço, e o de uma descontinuidade preenchida por um material argiloso brando de elevada deformabilidade e baixa resistência ao corte” (Celso Lima et al., 2018). “Devido à enorme variedade de ocorrências possíveis, ditando comportamentos extremamente diferenciados, importa para cada situação proceder a um estudo cuidadoso das características do enchimento das descontinuidades, sendo importante analisar os aspectos relacionados com a geometria (espessuras médias e sua

variação), o tipo de material de enchimento (mineralogia, dimensão das partículas, grau de alteração, potencial expansivo) e as respectivas resistências ao corte (tal como as características de deformabilidade e permeabilidade)” (Celso Lima et al., 2018). No Quadro 2.10 apresentam-se os pesos relativos aos preenchimentos das descontinuidades.

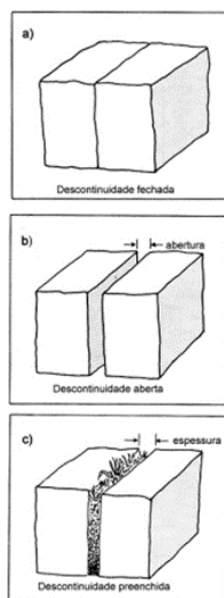


Figura 2.6 – Preenchimento nas descontinuidades a) descontinuidade fechada, b) descontinuidade aberta, c) descontinuidade preenchida (Celso Lima et al., 2018)

Quadro 2-10 – Pesos relativos ao enchimento

Enchimento	Nenhum	Rijo espessura < 5 mm	Rijo espessura > 5 mm	Mole espessura < 5mm	Mole espessura > 5mm
Peso	6	4	2	2	0

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.6 Alteração

O estado de alteração é um importante fator no comportamento de um maciço rochoso. Para esse fim, a classificação do Quadro 2.11 deve ser usada, o qual basea-se nas recomendações do Geological Society of London, the Task Committee of the American Society of Civil Engineers and the South African Section of the Association of Engineering Geologists (Bieniawski, 1973). No Quadro 2.12 apresentam-se os pesos relativos de acordo com grau de alteração.

Quadro 2-11 – Tipos de grau de alteração

Grau de Alteração	Descrição
Rocha sem alteração	Não há sinais visíveis de intemperismo. Rocha fresco, cristais brilhantes. Poucas descontinuidades pode mostrar uma leve mancha.
Rocha levemente intemperizada	Intemperismo penetrante desenvolvido em superfícies abertas de descontinuidade, mas apenas um leve desgaste do rock material. Descontinuidades são descoloridas e descoloração pode estender em rochas de até 10 mm de superfícies de descontinuidade.
Rocha moderadamente desgastada	Pequena descoloração se estende através da maior parte da rocha massa. O material rochoso não é friável (exceto no caso de mal rochas sedimentares cimentadas). Descontinuidades estão manchados e / ou contêm um enchimento compreendendo alterações material.
Rocha altamente desgastada	O clima se estende por toda a rocha massa e o material rochoso é parcialmente friável. Rock não tem brilho. Tudo material, exceto quartzo, está descolorido. Rocha pode ser escavada com a escolha do geólogo.
Rocha completamente desgastada	A rocha está totalmente descolorido e decomposto e em uma condição friável com apenas fragmentos do textura e estrutura das rochas preservadas. A aparência externa é a de um solo.

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1973.

Quadro 2-12 – Pesos relativos ao grau de alteração

Grau de alteração	Inalterada	Ligeira/alteradas	Moderada/alteradas	Muito alteradas	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.7 Água subterrânea

Sabe-se que a água subterrânea tem um efeito importante sobre o comportamento do maciço rochoso, uma vez que no caso de túneis, a presença de água subterrânea mostra-se como sendo um fator determinante. O Quadro 2.13 indica como se ponderar a presença da água nas

descontinuidades para o cálculo do RMR.

Quadro 2-13 – Peso relativo à presença da água nas descontinuidades

Presença da água	Caudal por 10 m de comp. do túnel	Nenhum	< 10 l/min	10 - 25 l/min	25 - 125 l/min	> 125 l/min
	Relação pressão da água vs tensão principal máxima	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
	Condições gerais	Seco	Ligeira/húmido	Húmido	Gotejando	Fortes ressurgências
Pesos		15	10	7	4	0

Fonte: Adaptado Bieniawski, 1989.

2.3.1.8 Direção das descontinuidades

É de suma importância, saber as orientações das descontinuidades (Figura 2.7) em problemas de engenharia que lidam com a estabilidade de taludes ou fundações rochosas, mas mesmo, por exemplo, no caso de túneis, o efeito relativo combinado das orientações e a direção do acionamento do túnel é fundamental para a determinação do suporte de túnel (Figura 2.8).

Podem ser criados sistemas de classificação elaborados para uma avaliação completa do efeito das orientações sobre o comportamento de um maciço rochoso, mas a experiência prática pode ser suficiente para a avaliação qualitativa, definindo condições "favoráveis" ou "desfavoráveis". No Quadro 2.14 apresentam-se os pesos relativos à orientação das descontinuidades.

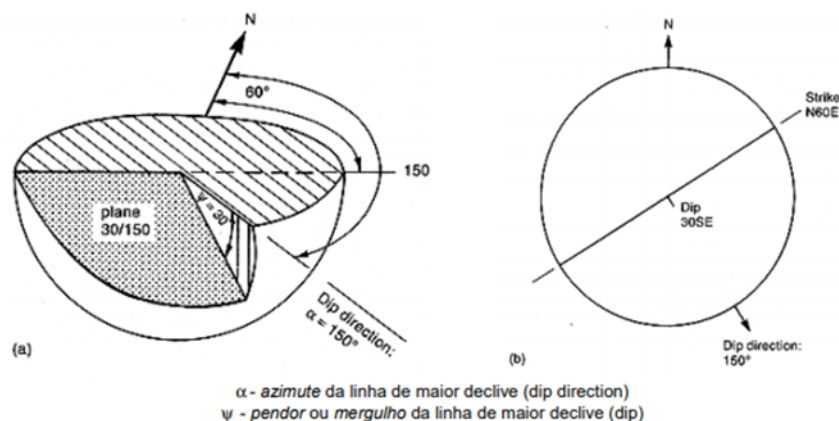


Figura 2.7 – Orientação das descontinuidades (Rowland e Duebendorfer, 1984)

Direção (strike) perpendicular ao eixo do túnel	
Inclinação a favor da abertura do túnel	
Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°
Muito favorável	Favorável
Inclinação contra a abertura do túnel	
Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°
Razoável	Desfavorável
Direção (strike) paralela ao eixo do túnel	
Inclinação 45° - 90°	
Inclinação 20° - 45°	
Muito desfavorável	Razoável
Independentemente da direção	
Inclinação 0° - 20°	
Razoável	

Figura 2.8 – Correção das descontinuidades conforme direção (Adaptado Bieniawski, 1989)

Quadro 2-14 – Correção das descontinuidades conforme tipo de obra

Orientação e Inclinação		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Correção	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-	-50	-60

Fonte: Adaptado Hudson e Harrison, 1997.

2.3.2 Sistema Q

O Sistema de classificação da Qualidade dos Maciços rochosos, também conhecido por Sistema Q, foi proposto por Barton, Lien e Lunde (1974). É baseado na experiência acumulada em mais de 200 casos de obras subterrâneas e tem como objetivo a classificação de maciços para posterior projeto de túneis. Os autores selecionaram seis parâmetros os quais é atribuída uma classificação numérica, sendo estes posteriormente combinados dando origem ao índice Q. Os parâmetros a determinar são:

- RQD;
- Número de famílias de descontinuidades;
- Rugosidade da descontinuidade mais desfavorável;
- Grau de alteração ou enchimento da descontinuidade menos resistente;
- Fluxo de água;
- Estado de tensão.

O índice Q é dado por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (2.4)$$

“Conforme Barton et al. (1974), o índice (J_n) é resultado do somatório do número de descontinuidades interceptadas ao longo de uma direção ortogonal ao seu plano, ponderada pelo comprimento individual das linhas de levantamento. Os coeficientes de rugosidade (J_r) e de alteração (J_a), devem ser aplicados à descontinuidade mais desfavorável, ou seja, aquela com a maior possibilidade de sofrer a ruptura. A relação entre a resistência à compressão uniaxial do maciço e a tensão principal maior, que é expressa através do parâmetro SRF, demonstra o potencial de relaxação do maciço ao redor da escavação” (Ferreira, 2017).

Os quadros que são utilizados na classificação Q encontram-se no Anexo 2.

“O primeiro quociente (RQD/J_n) representa a estrutura média do maciço rochoso e pode ser considerado como uma aproximação para o tamanho de bloco. O segundo quociente (J_r/J_a) representa a rugosidade e o grau de alteração das paredes das juntas ou matérias de preenchimento, e pode ser considerado uma aproximação da resistência ao corte inter-blocos, pela fórmula $\tan^{-1} (J_r/J_a)$, obtida empiricamente. Já o terceiro e último quociente (J_w/SRF) consiste em dois parâmetros referentes aos esforços ativos: o parâmetro J_w é referente a pressão de água existente, que pode gerar efeitos adversos na resistência ao corte das juntas devido à redução do esforço efetivo normal. O parâmetro SRF pode ser uma medida de (1) alívio de carga devido a escavações por zonas sujeitas ao corte e rochas argilosas, (2) esforços em rochas competentes, (3) deformações e fluidificação em rochas plásticas incompetentes” (Christofolletti, 2014).

O índice de qualidade Q varia entre 0,001 a 1000 numa escala logarítmica, sendo dividido em 9 categorias de qualidade, como apresenta o Quadro 2.15.

Quadro 2-15 – Padrão geomecânico x Q

Padrão Geomecânico do Maciço	Valores de Q
Péssimo	< 0.01
Extremamente ruim	0.01 - 0.1
Muito ruim	0.1 - 1.0
Ruim	1.0 - 4.0
Regular	4.0 - 10.0
Bom	10.0 - 40.0
Muito bom	40.0 - 100.0
Ótimo	100.0 - 400.0
Excelente	> 400.0

Fonte: Adaptado Barton et al., 1974.

“O sistema Q mostra-se, dentre os vários sistemas de caracterização quantitativa de maciços rochosos, como o mais sensível à avaliação da influência das descontinuidades, considerando a como o fator de maior importância para estimar o comportamento das escavações. Além disso, o sistema Q permite o estabelecimento de correlações com inúmeras outras grandezas intervenientes no problema de interação suporte/macizo rochoso” (Ferreira, 2017).

Cada um dos parâmetros listados anteriormente, exceto o RQD, resultaram de sucessivas modificações baseadas na análise de casos históricos. Essas modificações foram realizadas para uma melhor correlação entre a classificação do maciço rochoso pelo sistema Q e os métodos de tratamento disponíveis (Barton et al., 1974).







“Indiscutivelmente, existe uma série de outros parâmetros que poderiam ser adicionados e essa classificação, como a orientação das descontinuidades, porém esse parâmetro parece não ter tanta importância quanto os demais apresentados. Entretanto, se for observada uma orientação especial de grande importância, como uma zona de corte espessa preenchida por material argiloso, a classificação Q não deve ser utilizada, por se tratar de um caso muito específico, devendo este ser tratado com uma abordagem mais apropriada” (Christofolletti, 2014).

2.3.3 GSI

“O sistema GSI (Índice de Resistência Geológica) é baseado na inspeção visual das condições geológicas e trata-se de uma metodologia simples e rápida para classificação do maciço e obtenção de parâmetros de resistência. O índice representa um parâmetro de qualidade geomecânica compreendido entre 0 e 100, e se baseia na identificação e classificação em campo da macroestrutura representada pela formação dos blocos e a condição das descontinuidades (rugosidade, alteração, etc.). De acordo com Gonçalves (2013), o índice GSI não deve ser aplicado caso o maciço apresente um espaçamento entre descontinuidades muito grandes, em relação às dimensões da obra, ou um conjunto de descontinuidades significativamente mais fraca que as outras.” (Ferreira, 2017).

O gráfico do GSI original foi desenvolvido no pressuposto de que as observações da massa de rocha seria feita por qualificados e experientes geólogos ou geólogos de engenharia. No entanto, existem muitas situações em que o mapeamento de rochas ou núcleo é realizada por pessoas menos confortáveis com essas descrições qualitativas.

Quadro 2-16 – Ábaco para atribuição do GSI para maciços homogêneos

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

Diminuição do imbricamento entre blocos de rocha ↓

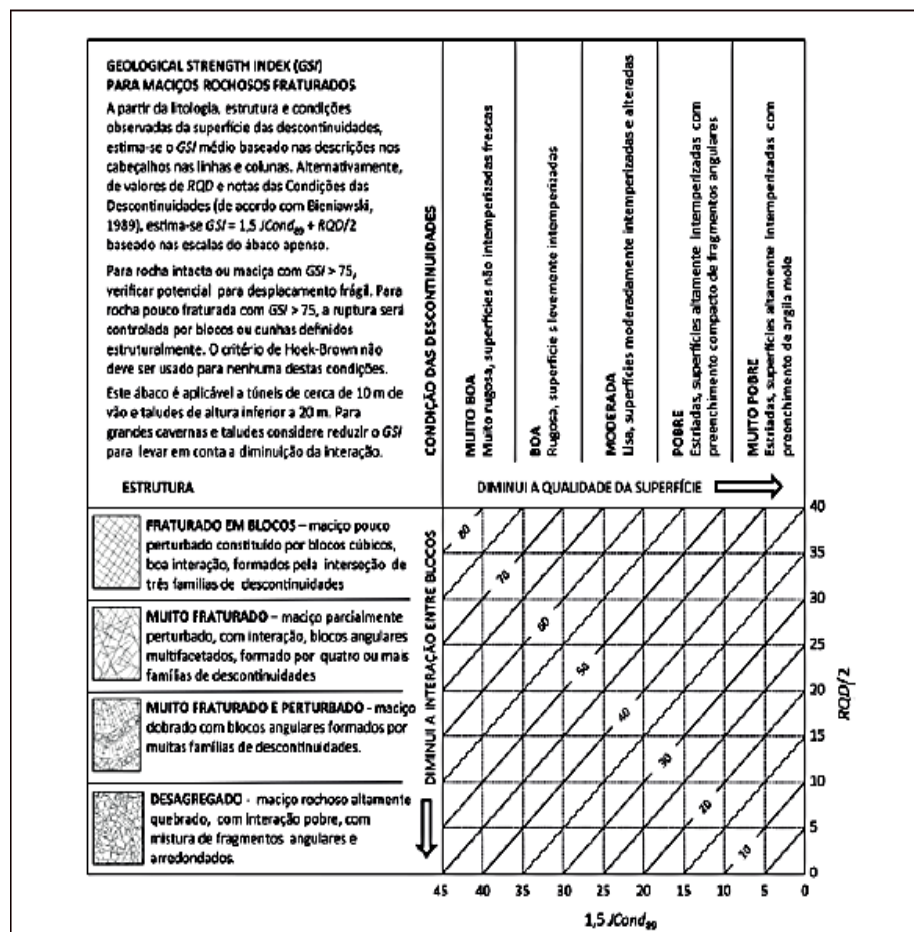
Fonte: Malafaia, 2007.

O valor de O GSI pode ser estimado a partir das linhas GSI no Quadro 2.16 ou calculado pela Equação 2.5 proposta por Hoek et al. (2013).

$$GSI = (1,5 * JCond89) + \left(\frac{RQD}{2}\right) \quad (2.5)$$

A classificação JCond89 corresponde às condições das descontinuidades conforme as caixas de texto do Quadro 2.17.

Quadro 2-17 – Ábaco para quantificação do GSI pela condição das descontinuidades e RQD



Fonte: Lins et al., 2015.

É importante definir algumas condições e limitações do quadro quantitativo do GSI proposto conforme Hoek et al. (2013):

1. A adição de escalas quantitativas ao gráfico GSI não deve limitar o uso para o qual foi originalmente projetado, sendo a estimativa dos valores de GSI a partir de observações visuais das condições da rocha no campo.
2. Uma suposição fundamental do critério de Hoek-Brown para a estimativa das propriedades mecânicas dos maciços rochosos é que a deformação e a resistência são controladas por deslizamento e rotação intacta blocos de rocha definidos por sistemas com descontinuidade cruzada. Se existirem várias descontinuidades suficientemente próximas, em relação ao tamanho da estrutura, o maciço rochoso pode ser considerado homogêneo e isotrópico.
3. Em relação a rochas intactas maciças, o quadro GSI não deve ser usado para entrada no

critério de Hoek-Brown, uma vez que existem insuficientes juntas pré-existentes para satisfazer a condições de homogeneidade e isotropia descritas acima.

Conforme Carter et al. (2008), o sistema GSI deve ser usado principalmente quando o maciço rochoso contém um número suficiente de juntas orientadas aleatoriamente, resultando em um comportamento isotrópico (Marinos et al., 2005). Se essas juntas não estiverem dispostas dessa maneira, alguns autores sugerem que seja feito uma análise de estabilidade, a fim de calcular os fatores de segurança de blocos ou cunhas deslizantes ao invés dos esquemas de classificação de Hoek (Carter et al. 2008).

Embora existam muitos métodos empíricos para estimar os parâmetros de resistência e deformação do maciço rochoso usando o sistema de classificação de massa de rocha, o GSI é o único diretamente vinculado a esses parâmetros de engenharia, incluindo Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, conforme relatado por Cai et al. (2004). O sistema GSI já foi usado para caracterizar os maciços rochosos fraturados das fábricas subterrâneas de Kannagawa e Kazunogawa, no Japão, por exemplo (Hoek et al., 2013).

2.3.4 Correlações entre os índices geomecânicos

As correlações RMR-Q e do GSI, em função do RMR e do valor Q, são mostradas abaixo. Essas foram propostas por como Bieniawski, 1976; Barton, 1995 e Hoek, 1994.

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \rightarrow Q = EXP\left(\frac{RMR - 44}{9}\right) \quad (2.6)$$

$$RMR = 15 \log Q + 55 \rightarrow Q = 10^{\frac{RMR-55}{15}} \quad (2.7)$$

$$GSI = RMR - 5 \quad (2.8)$$

$$GSI = 9 \ln Q + 44 \quad (2.9)$$

Refere-se que o RMR 89 teve em consideração a massa de rocha completamente seca sem correção. Caso o GSI seja estimado a partir da versão RMR 76 (antiga versão do RMR 89), seus valores devem ser assumidos da mesma forma, considerando a massa de rocha completamente seca e com a orientação de descontinuidades muito favoráveis ao projeto (Polemis Junior, 2019). Salienta-se que valor de Q deve ser calculado (Equação 2.7) assumindo o fator de redução da água da junta (J_w) e o fator de redução da tensão (SRF) como um valor de 1 para ambos os parâmetros, a fim de se utilizar a Equação 2.9 (Polemis Junior, 2019).

2.4 Funcionamento RS2

O RS2 é um programa de elementos finitos com análises bidimensionais que permite observar a deformação plana ou axi-simétrica em maciços rochosos e terrosos com os critérios de falha como Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Drucker-Prager e Hoek-Brown Generalizado nos modelos elástico ou elasto-plástico. Esse é apropriado para analisar aberturas subterrâneas ou a céu aberto. O programa permite adicionar juntas e suportes, como cabos, tirantes e revestimentos de concreto, bem como a incorporação do nível freático, para efeito de cálculo de pressões neutras.

Ao se realizar uma análise em meios elásticos, o software distribuirá as tensões induzidas, de modo que cada elemento do modelo resistirá aos esforços nele atuantes, independentemente da resistência de pico. Com a utilização dos modelos plásticos, as tensões serão redistribuídas para os elementos vizinhos sempre que as forças atuantes forem superiores às resistências de pico. Nos elementos plastificados, irá permanecer atuando somente o equivalente às resistências residuais (Tutorial RS2, 2020).

O RS2 permite executar uma análise em múltiplos estágios, em que, para cada etapa, teremos resultados distintos representados em um mesmo arquivo de trabalho. Um exemplo dessa análise seria uma simples escavação de superfície, consistindo em uma vala localizada perto de um túnel circular e uma carga distribuída diretamente acima do túnel. A escavação do túnel é realizada no primeiro estágio e a vala no segundo estágio, adicionando-se a carga no terceiro estágio. A Figura 2.18 ilustra esse produto final.

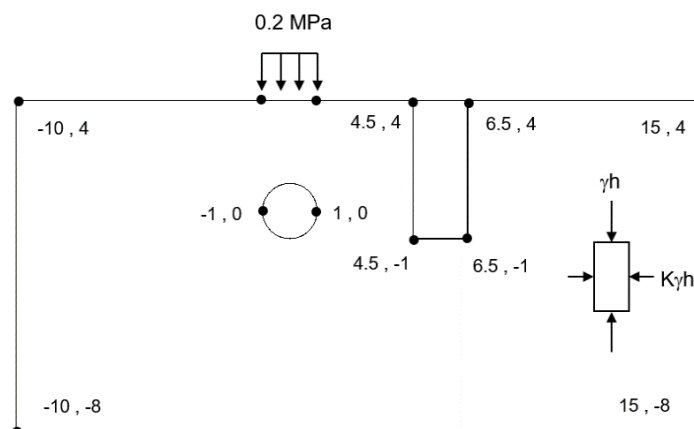


Figura 2-18 – Exemplo de modelagem de um túnel (Tutorial RS2, 2020)

Ao se definir um modelo intermediário, a primeira etapa é definir o número de estágios nas configurações do projeto, devendo-se selecionar: Análise → Configurações do Projeto.

A sequência de estágios deve ser definida no início do processo, juntamente com outras informações como: o tipo de análise desejada (deformação plana ou axi-simétrica), a quantidade máxima de iterações permitidas no mesmo e a tolerância de erro admitida no processo.

Na seção de configurações do projeto, são definidas as unidades utilizadas.

Na guia Estágios, insere-se o número de estágios, o qual varia com o tipo de obra, por exemplo, pode-se dividir a construção de um túnel em: análise in situ, escavação e aplicação do suporte primário.

Feito isso, deve-se, inserir o limite externo. Seleciona-se: Limites → Adicionar Externo. Digitam-se as coordenadas, as quais formam um polígono côncavo e pressiona-se “c” para fechar. Caso a modelagem possua escavação, deve-se selecionar Limites e, em seguida, adicionar escavação.

A escavação pode possuir várias seções, mas na maioria das vezes, quando se trata de túneis, por exemplo, costuma-se ser circular, devendo-se clicar com o botão direito do mouse e selecione a opção Círculo no menu pop-up. Seleciona-se a opção Centro e raio, digita-se número de segmentos = 60 e seleciona-se OK.

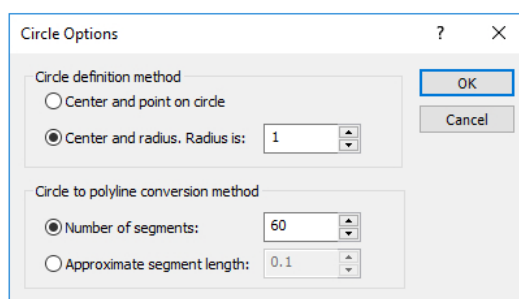


Figura 2-19 – Aba de seleção da seção escavada (Tutorial RS2, 2020)

Deve-se digitar as coordenadas da área a ser escavada na linha de prompt de comando e a escavação circular será criada de imediato.

Importante também se definir as propriedades dos materiais, devendo-se ir à guia Selecionar: Fluxo de trabalho de materiais e preparo. Seleciona-se: Propriedades → Definir Materiais. Com o primeiro material selecionado, insere-se o seguinte para condições iniciais como nome, carregamento inicial do elemento, peso unitário. Adiciona-se também o ângulo de atrito e coesão do material a ser modelado. Na sequência, é necessário definir as propriedades elásticas dos materiais – coeficiente de poisson e módulo de young e os parâmetros de resistência, como m_b , s e a para o critério de Hoek e Brown, e ângulo de atrito e coesão para Mohr-Coulomb.

Posteriormente, seleciona-se também o tipo de comportamento desejado para os materiais: elástico ou elasto-plástico.

Importante destacar que embora se aproxime mais do comportamento real dos maciços rochosos, simular a plasticidade, uma vez que se trata de uma não-linearidade, requer o conhecimento de parâmetros adicionais que nem sempre estão bem estabelecidos, de modo que se deve ponderar com cautela a relação custo/benefício, em utilizar uma ou outra abordagem.

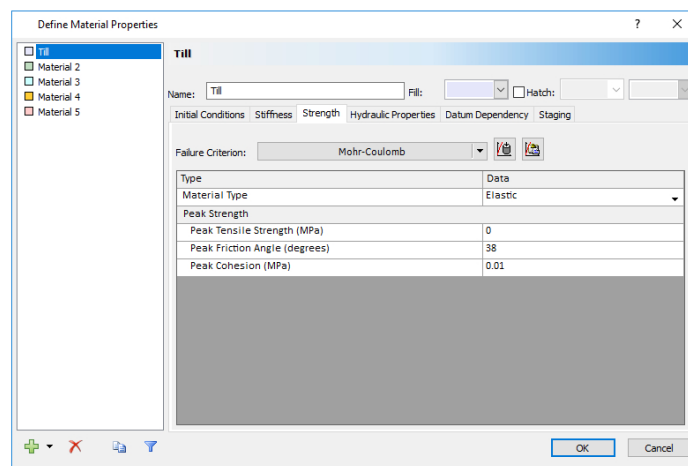


Figura 2-20 – Aba de definição dos materiais modelados (Tutorial RS2, 2020)

Caso seja necessário, pode-se adicionar uma carga distribuída uniforme ao segmento da superfície do solo acima do túnel. Seleciona-se: Carregamento → Cargas Distribuídas → Adicionar Carga Uniforme.

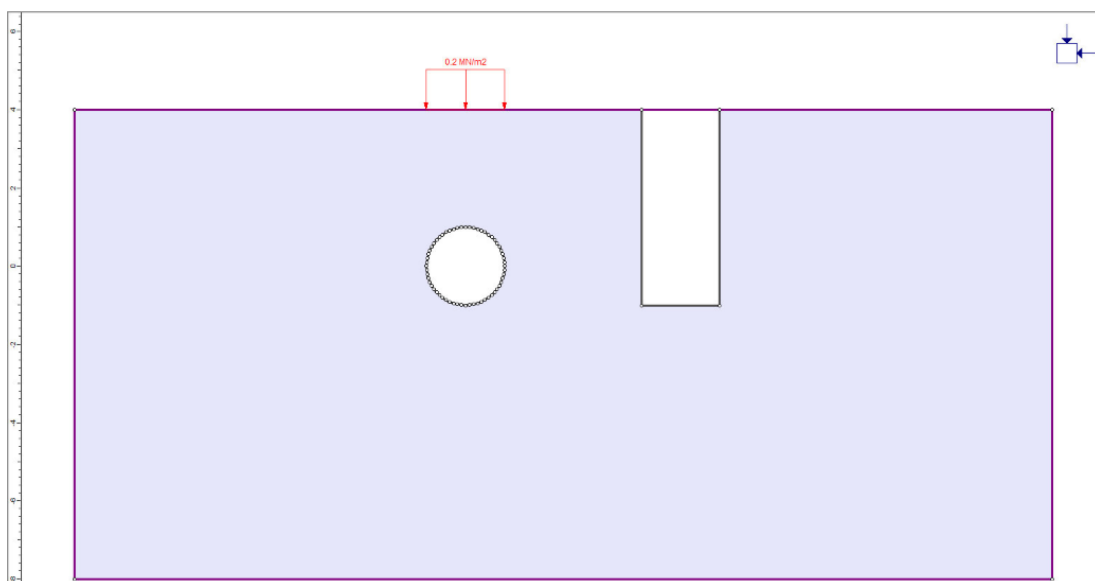


Figura 2-21 – Aba de seleção da seção escavada (Tutorial RS2, 2020)

Como parte do processo de modelagem, pode-se aplicar a carga apenas no terceiro estágio da análise, bastando-se atribuir Fator = 1 apenas no terceiro estágio da análise e Fator = 0 no primeiro ou no segundo estágio. Outros valores de fator podem ser usados para aumentar ou diminuir a magnitude de uma carga em qualquer estágio do modelo.

Para a maioria dos problemas que envolvem uma superfície do solo, é recomendável usar um campo de tensão gravitacional. Seleciona-se: Carregamento → Tensão no campo.

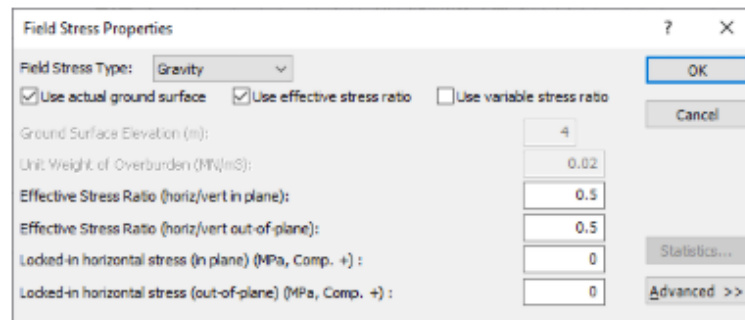


Figura 2-22 – Aba de condições do carregamento (Tutorial RS2, 2020)

Para uma tensão no campo de gravidade, o bloco de tensão reflete a taxa de tensão horizontal / vertical no plano, que neste caso exemplificativo foi adotado igual à 0,5. O peso unitário da sobrecarga indica que nosso material de superfície é um solo, e não uma rocha.

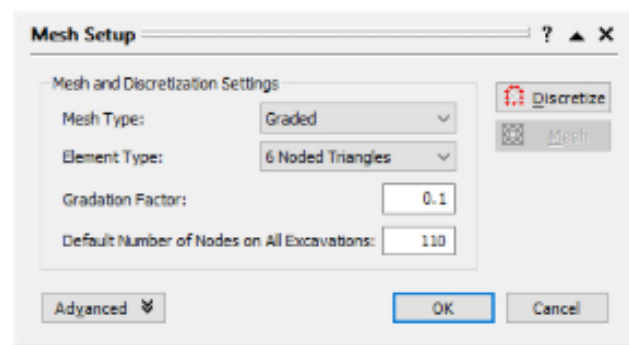


Figura 2-23 – Aba de discretização da seção estudada (Tutorial RS2, 2020)

Por padrão, quando a malha é gerada, todos os nós no limite externo recebem uma condição de limite de deslocamento zero fixo. Isso é indicado pelos símbolos triangulares de "pinos" em cada nó do limite externo.

Como este é um modelo de escavação de superfície, devemos especificar que a superfície do solo é uma superfície livre. Isso é feito usando na barra de ferramentas ou no menu Deslocamentos. Seleciona-se três segmentos de limite, os quais representam a superfície do

solo. Quando terminar, clica-se com o botão direito do mouse e seleciona-se Concluir seleção ou pressiona-se Enter.

Os símbolos dos pinos triangulares devem agora sair da superfície do solo, indicando que é livre para se mover sem restrições. Defini-se as bordas esquerda e direita do limite externo como fixadas apenas na direção X (ou seja, livres para se mover na direção Y) e a borda inferior como fixadas apenas na direção Y (ou seja, livres para se mover na direção X). Em seguida, os nós nos cantos inferiores têm rolos e devem ser fixos (Tutorial RS2, 2020):

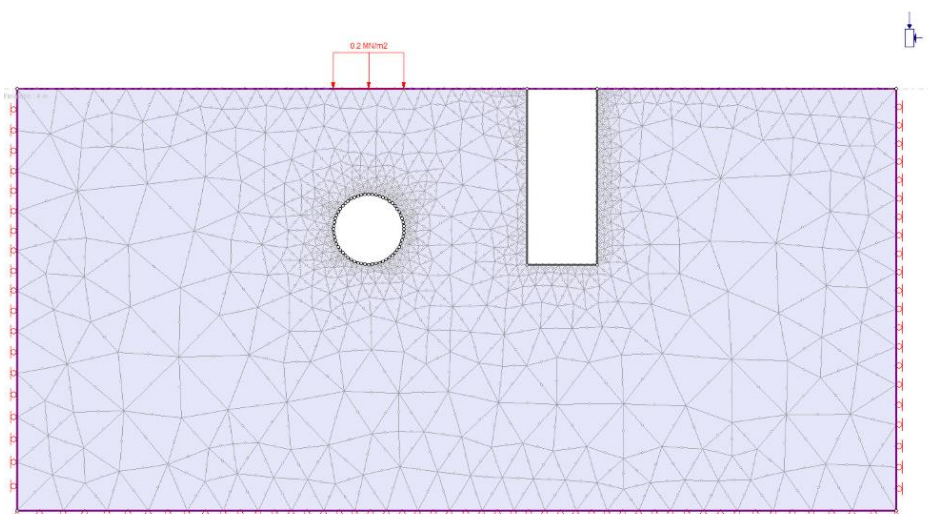


Figura 2-24 – Exemplo de seção com restrições (Tutorial RS2, 2020)

Após aplicar restrições aos segmentos de limite, devem-se verificar se os nós no final dos segmentos têm as condições corretas aplicadas. Por exemplo, ao se simular a escavação para túneis, para os superficiais adotam que a superfície pode assentar e deslocar-se horizontalmente, enquanto as fronteiras laterais são fixas na direção horizontal. Já a fronteira inferior é fixa nas duas direções.

O modelo criado, permite a análise de resultados usando o RS2 Interpret. A seleção da guia do estágio desejado no canto inferior esquerdo permite que o usuário visualize resultados para diferentes estágios do modelo, sendo possível observar as tensões σ_1 , σ_2 , deslocamentos em x, deslocamentos em y, deformações em x, deformações em y, zona de plastificação, por exemplo. Salienta-se o fato de ser possível realizar uma análise com redução de fatores de resistência tanto por Mohr-Coulomb como por Hoek-Brown.

Como resultado da redução de fatores de resistência, gera-se o fator de redução de força (SRF), que representa a redução dos parâmetros de resistência do maciço, é exibido na parte superior da janela (Figura 2.25). Observam-se os diferentes valores de SRF nas guias na parte inferior

da tela. A guia selecionada por padrão é o SRF crítico. Em algum momento, a inclinação falhará, as deformações aumentarão rapidamente e a análise de elementos finitos não convergirá. É este ponto de não convergência que define o SRF crítico.

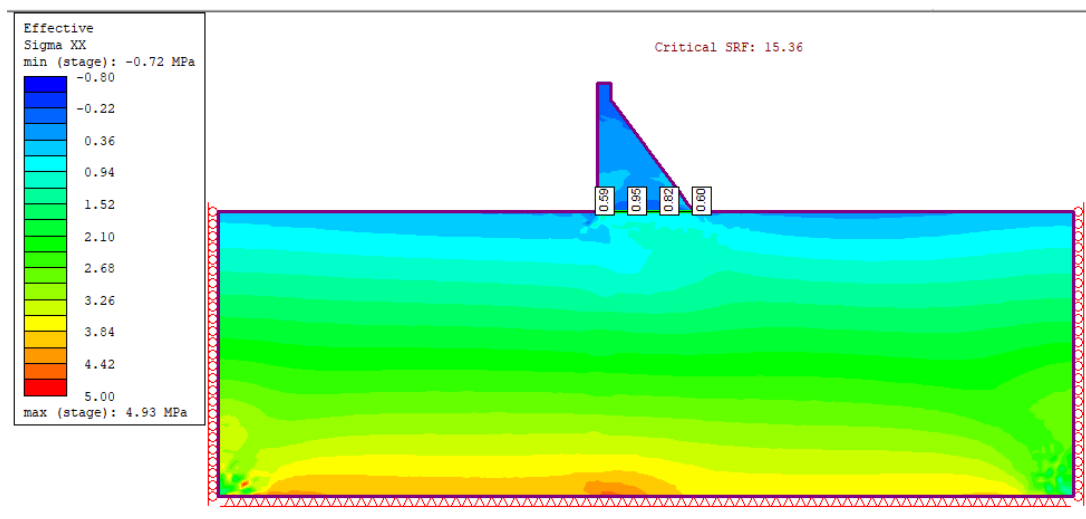


Figura 2-25 – Exemplo de SRF calculado (RS2)

2.5 Funcionamento CADAM

O CADAM é um programa disponível gratuitamente, desenvolvido para avaliações de estabilidade estática e sísmica de barragens de gravidade de concreto. Esse, conforme Leclerc et al. (2003) baseia-se no método da gravidade usando o equilíbrio de corpo rígido e a teoria dos feixes para realizar análises de tensão efetiva, calcular comprimentos de trincas e fatores de segurança.

Neste programa também podem ser realizadas análises sísmicas usando o método pseudo-estático. O CADAM foi projetado principalmente para fornecer suporte ao aprendizado dos princípios de avaliação da estabilidade de barragens gravitacionais. Outra funcionalidade do mesmo é sua aplicação em pesquisas que envolvam a monitorização da estabilidade de barragens gravitacionais. Uma vez que se adotam várias diferentes diretrizes de segurança de barragens publicadas em todo o mundo, podendo citar como exemplos:

- i. Ruptura de iniciação e de propagação;
- ii. Efeitos de drenagem e fissuração sob condições de pressão estática, sísmica e pós-sísmica de elevação;
- iii. Procedimentos de avaliação de segurança usando análises probabilísticas de tensões determinísticas permitidas e estados limites (simulações de Monte-Carlo).

O método da gravidade baseia-se no equilíbrio rígido do corpo para determinar as forças internas e tensões que atuam na falha em potencial. O uso do método da gravidade requer várias suposições simplificadoras em relação ao comportamento estrutural da barragem e aplicação de cargas (Leclerc et al., 2003):

- a) O corpo da barragem é considerado homogêneo ao longo de seu comprimento; a massa de concreto é inicialmente considerada uniforme;
- b) Todas as cargas aplicadas são transferidas para a fundação sem interações com monólitos adjacentes;
- c) Não há interação entre as fissuras, ou seja, cada fissura é analisada independentemente das demais;
- d) As tensões normais são distribuídas linearmente ao longo da horizontal;
- e) A intensidade das tensões pode ser modificada dependendo das condições de drenagem e da taxa de abertura de fissuras (condições estáticas vs sísmicas).

O CADAM tem interesse em extensas paramétricas para várias geometrias e coeficientes de drenagens de barragens (Leclerc et al., 2003).

O programa utiliza em suas análises as Equações 2.10 e 2.11 para o cálculo do fator de segurança ao deslizamento e das tensões na barragem.

$$SSF = \frac{(\sum V - U)\tan\phi + c * Ac}{\sum H} \quad (2.10)$$

Sendo:

$\sum V \rightarrow$ somatório das forças verticais;

$U \rightarrow$ pressão neutra;

$\sum H \rightarrow$ somatório das forças horizontais;

$\phi \rightarrow$ ângulo de atrito (valor de pico ou residual);

$c \rightarrow$ coesão;

$Ac \rightarrow$ área na compressão.

$$\sigma_n = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum(M * y)}{I} \quad (2.11)$$

Sendo:

$\sum V \rightarrow$ somatório das forças verticais;

$A \rightarrow$ área do ligamento não rachado;

$\sum M \rightarrow$ somatório dos momentos sobre o centro de gravidade;

$I \rightarrow$ momento de inércia do ligamento não rachado;

$y \rightarrow$ distância relativa ao local onde as tensões estão sendo calculadas.

Para executar-se a modelagem no programa segue-se os seguintes passos:

Primeiramente, deve-se implementar as características de projeto dos materiais da barragem, bem como suas dimensões geométricas (Figura 2.26, 2.27 e 2.28), devendo-se ir na aba parâmetros → modelo → características geométricas.

O programa necessita ser abastecido com informações acerca da drenagem (Figura 2.30) para verificar a importância da mesma. Para isso deve ir na aba parâmetros → modelo → drenagem. Deve-se informar também o critério para cálculo das pressões de elevação (Figura 2.30). É interessante notar que as agências federais nos EUA (FERC, USACE, USBR e CDSA) são atualmente avaliando a necessidade de critérios federais unificados para o cálculo das pressões de elevação, bem como a iniciação de trincas e critérios de propagação na estabilidade das barragens de concreto (Leclerc et al., 2003). Isso é implementado na aba parâmetros → modelo → drenagem.

Segundo Leclerc et al. (2013), o USACE e a FERC assumem que as pressões de elevação permanecem inalterados pela carga do terremoto. Já o USBR considera que quando um crack se desenvolve durante um evento de terremoto, as pressões de elevação dentro da fenda são assumidas iguais a zero. Isso se baseia na suposição de que uma rápida abertura de trincas reduz as pressões de elevação e que os movimentos cíclicos da fissura são muito rápidos para permitir água do reservatório para penetrar e aumentar a pressão. Por fim, o CDSA considera que em áreas de baixa sismicidade, pressões de elevação antes do evento sísmico são normalmente presumidas durante o terremoto, mesmo se ocorrer rachaduras. Em áreas de alta sismicidade, assume-se frequentemente que pressões de elevação à superfície da fissura é zero durante o terremoto quando a força sísmica está tendendo a abrir a fenda.

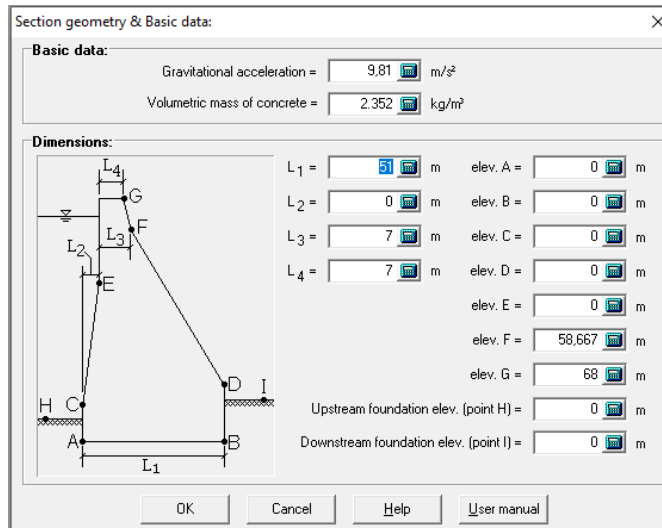


Figura 2-26 – Geometria da barragem (CADAM)

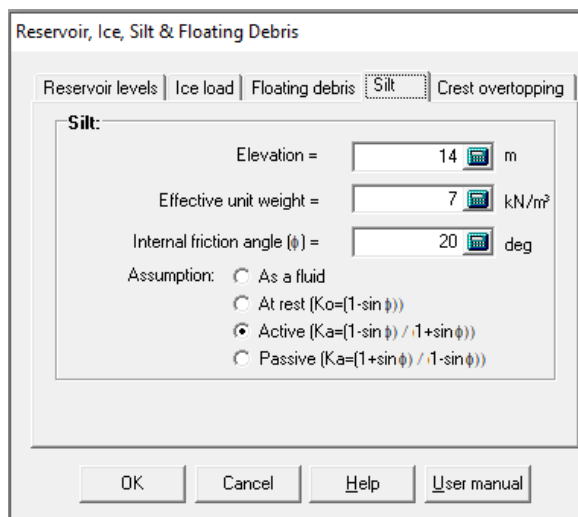


Figura 2-27 – Características do tapete impermeabilizante de silte (CADAM)

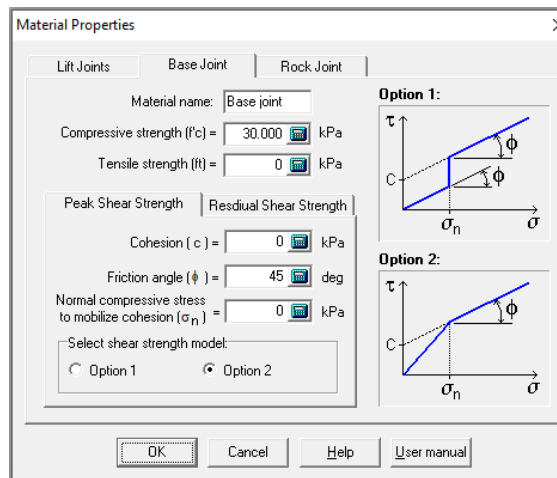


Figura 2-28 – Características do material da barragem (CADAM)

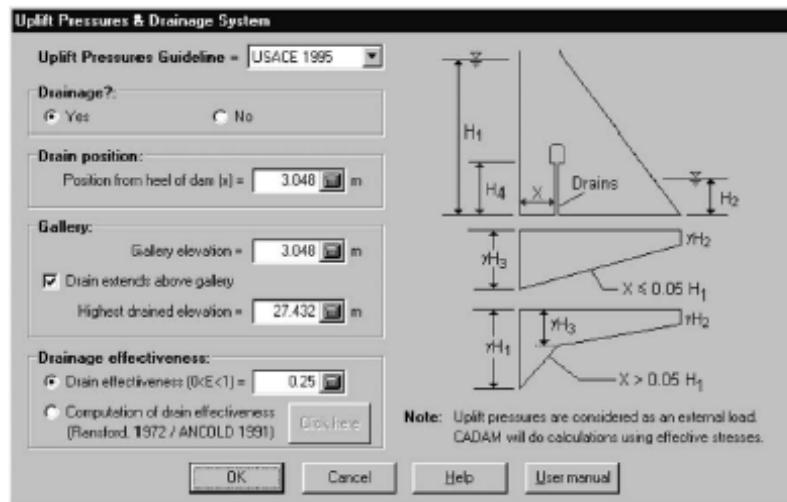


Figura 2-29 – Características dos dispositivos de drenagem (Leclerc et al., 2003)

Após, deve-se informar o nível da água à montante e à jusante, se houver, da barragem (Figura 2.30). Para isso deve-se ir na aba parâmetros → carregamento estático → reservatório.

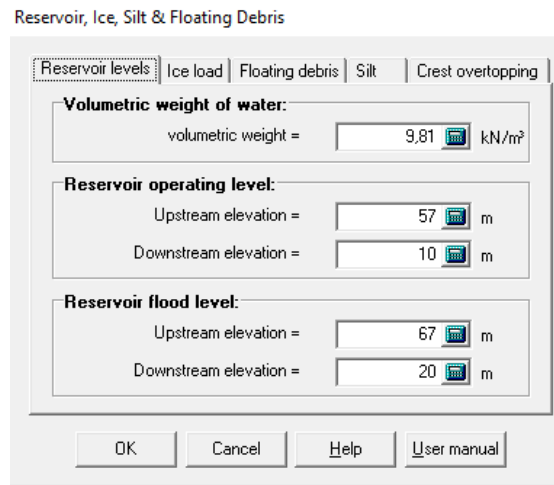


Figura 2-30 – Nível da água em operação e inundação (CADAM)

Em seguida pode-se visualizar um exemplo de como a barragem deve ficar ao implementar essas características mencionadas anteriormente (Figura 2.31).

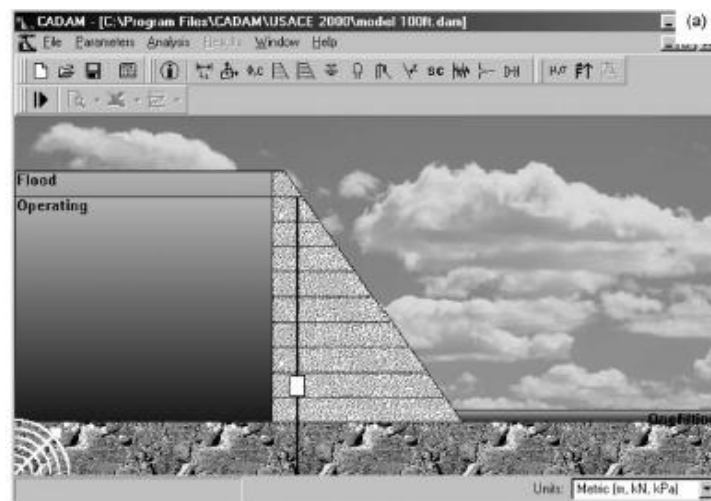
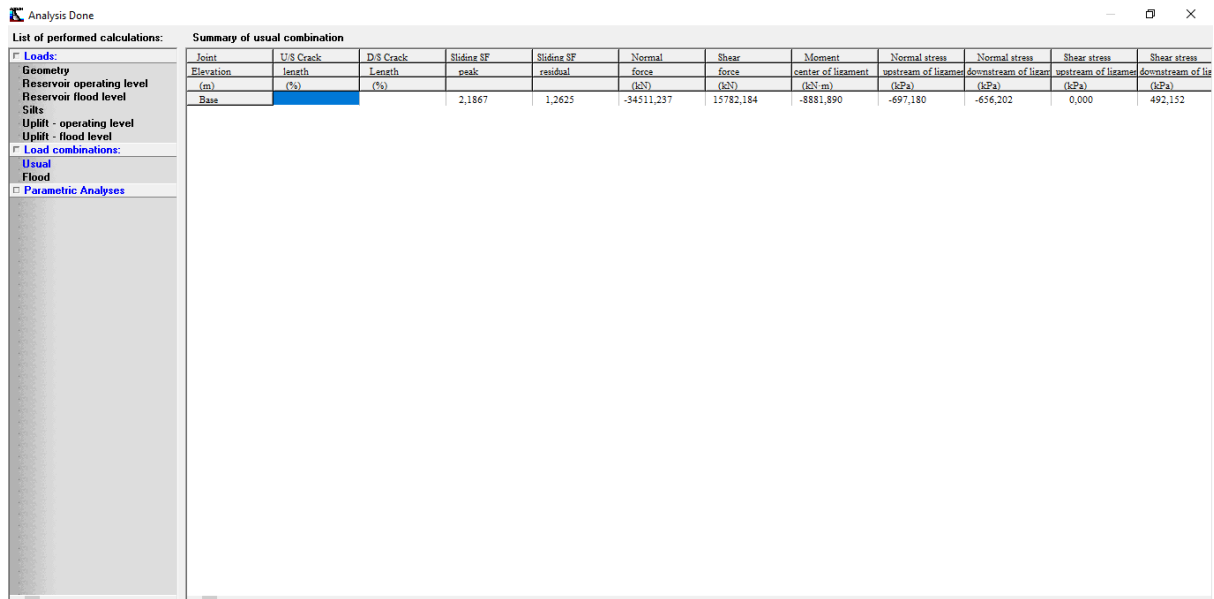


Figura 2-31 – Exemplo de barragem modelada (Leclerc et al., 2003)

Feito isso, basta ir na aba análises → iniciar análises, a fim de observar os resultados os resultados para as fases de operação e inundação (Figura 2.32).



Joint	U/S Crack	D/S Crack	Sliding SF	Normal	Shear	Moment	Normal stress	Normal stress	Shear stress	Shear stress	
Elevation	length	Length	peak	residual	force	center of lisament	upstream of lisament	downstream of lisant	upstream of lisament	downstream of li	
(m)	(%)	(%)			(kN)	(kN.m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	
Base			2,1867	1,2625	-34511,257	15782,184	-8881,890	-697,180	-656,202	0,000	492,152

Figura 2-32 – Exemplo de resultados gerados no software (CADAM)

O programa ainda faz análises sísmicas e implementa métodos como o de Monte-Carlo, no entanto esses não serão utilizados nessa dissertação. A não consideração da sismicidade diz respeito ao Brasil não ter atividade sísmica intensa ou relevante.

2.6 Correlações

2.6.1 Obtendo o módulo de deformabilidade a partir do RQD

Por volta da década de 1960, Deere apresentou uma relação entre a designação da qualidade das rochas e o módulo de deformação in situ. Na decorrência desse estudos, surgiram diversas correlações derivadas de medições de campo e de laboratório em diferentes barragens, entre as quais a expressão Coon e Merritt (1970).

$$\frac{E_{rm}}{E_i} = 0,02319 * (RQD) - 1,32 \quad (2.12)$$

Sendo:

E_{rm} → módulo de massa de rocha in situ e

E_i → módulo de rocha intacto.

Conforme Polemis Junior (2019), esta correlação é válida apenas para valores de RQD superiores a cerca de 57%, como pode ser visto na Figura 2.33. Para estimar o módulo do

másculo rochoso para valores mais baixos de RQD, a Especificação Padrão para Pontes Rodoviárias (AASHTO, 2002) utiliza a seguinte correlação, previamente estabelecida por Gardner (1987):

$$E_{rm} = \alpha_E * E_i \quad (2.13)$$

Correspondendo α_E ao fator de redução responsável pela frequência de descontinuidades do RQD expresso por:

$$\alpha_E = 0,0231 * (RQD) - 1,32 \geq 0,15 \quad (2.14)$$

Na ausência de resultados dos testes in situ, a AASHTO (2002) sugeriu o uso de $\alpha_E = 0,15$. Algumas limitações do uso das relações mostradas anteriormente para estimar E_{rm} através do índice RQD foram abordadas por Zhang e Einstein (2004) (Equações 2.15, 2.16 e 2.17). Segundo estes autores, as correlações propostas anteriormente não são adequadas para valores de RQD inferiores a 60%, visto que um valor arbitrário do módulo normalizado E_{rm} / E_i pode ser selecionado nessa faixa ($\alpha_E = 0,15$). Em relação ao RQD = 100%, têm-se que o módulo do másculo rochoso seja igual ao módulo intacto, apesar de pode haver descontinuidades em massas de rocha mesmo para RQD = 100% (Zhang e Einstein, 2004). Vale citar que utilizou-se o valor de E_i igual a 105000 MPa nas equações que necessitassem desse valor.

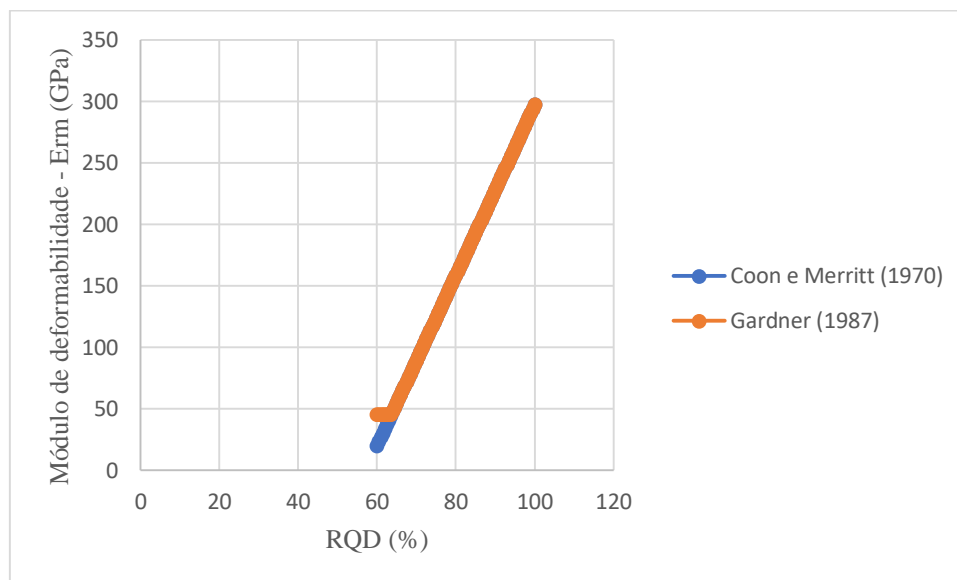


Figura 2-33 – Correlação Coon e Merritt (1970) x Gardner (1987)

Visando vencer as limitações das relações apresentadas anteriormente, Zhang e Einstein (2004) elaboraram uma nova correlação com coeficiente de regressão de 0,76 (Polemis Junior, 2019),

além de uma correlação no limite superior e uma correlação de limite inferior, conforme Figura 2.34.

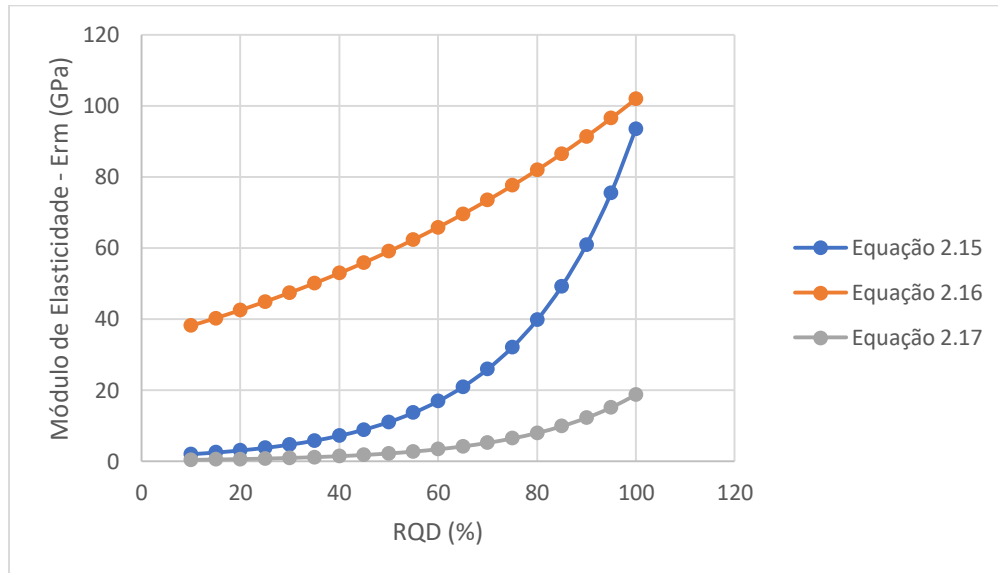


Figura 2-34 – Correlações de Zhang e Einstein (2004) (Adaptado Polemis Junior, 2019)

$$\frac{Erm}{Ei} = 10^K \quad (2.15)$$

$$\frac{Erm}{Ei} = 1,8 * 10^K \quad (2.16)$$

$$\frac{Erm}{Ei} = 0,2 * 10^K \quad (2.17)$$

$$K = 0,0186 * (RQD) - 1,91 \quad (2.18)$$

2.6.2 Obtendo o módulo de deformabilidade a partir do RMR

Para obter uma correlação empírica diversa das que utilizam o índice RQD, visto existir uma grande dispersão de resultados entre o mesmo e a razão Erm/Ei , foi proposta uma relação com base no RMR e no módulo de deformabilidade do maciço rochoso, a fim de se obter um melhor coeficiente de correlação.

$$Erm (GPa) = 1,76 * (RMR) - 84,3 \quad (2.19)$$

A formulação 2.19 apresenta um alto coeficiente de correlação entre E_{rm} e RMR , sendo esse igual à 0,96 para Bieniawski (1978). Isso resultou na implementação de uma equação mais simples (2.20), a qual poderia facilmente ser utilizada numa avaliação preliminar de um maciço rochoso (Figura 2.35).

$$E_{rm} (GPa) = 2 * (RMR) - 100 \quad (2.20)$$

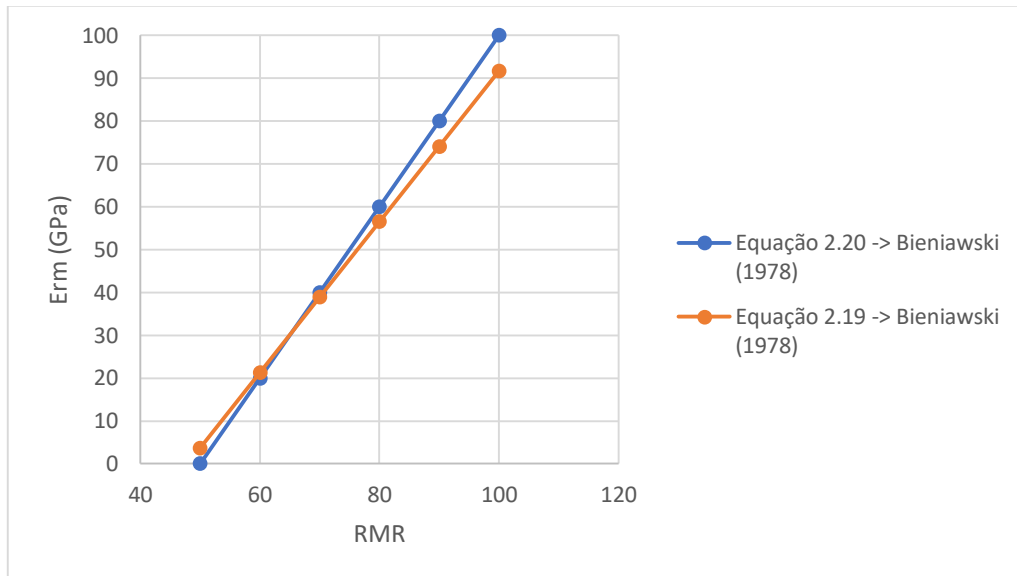


Figura 2-35 – Correlações de Bieniawski (1978) com RMR (Adaptado Polemis Junior, 2019)

A Equação 2.20 proposta por Bieniawski (1978) aplica-se apenas para um maciço rochoso que possuem um índice RMR maior 50. Essa limitação foi contornada por Serafim e Pereira (1983), ao introduzirem a Equação 2.21, resultante de mais resultados de maciços rochosos com RMR menor que 50 (Figura 2.36).

$$E_{rm} (GPa) = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad (2.21)$$

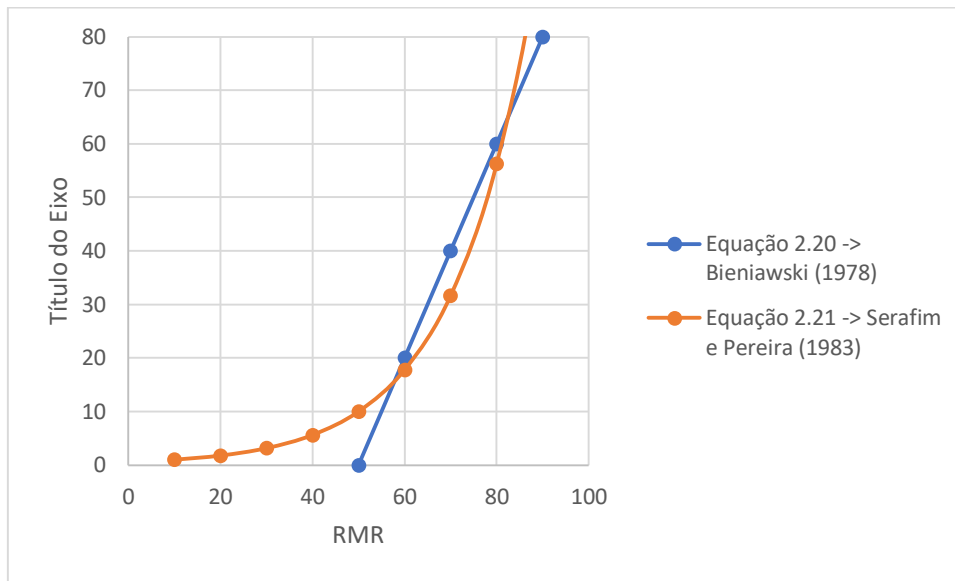


Figura 2-36 – Correlação Bieniawski (1978) x Serafim e Pereira (1983) – RMR (Adaptado Polemis Junior, 2019)

Nicholson e Bieniawski (1990) e Mitri et al. (1994) sugeriram posteriormente novas correlações, levando em consideração o RMR e a rigidez da rocha intacta (Equação 2.22), e a relação entre a razão do módulo de deformabilidade e o número de classificação do maciço rochoso (Equação 2.23), respectivamente (Figura 2.37). Importante destacar que foi utilizado o valor de E_i igual a 10500 MPa na construção das curvas.

$$\frac{E_{rm}}{E_i} = \frac{1}{100} \left[0,0028 * RMR^2 + 0,9 \exp\left(\frac{RMR}{22,82}\right) \right] \quad (2.22)$$

$$\frac{E_{rm}}{E_i} = 0,5 \left\{ 1 - \left[\cos\left(\pi * \frac{RMR}{100}\right) \right] \right\} \quad (2.23)$$

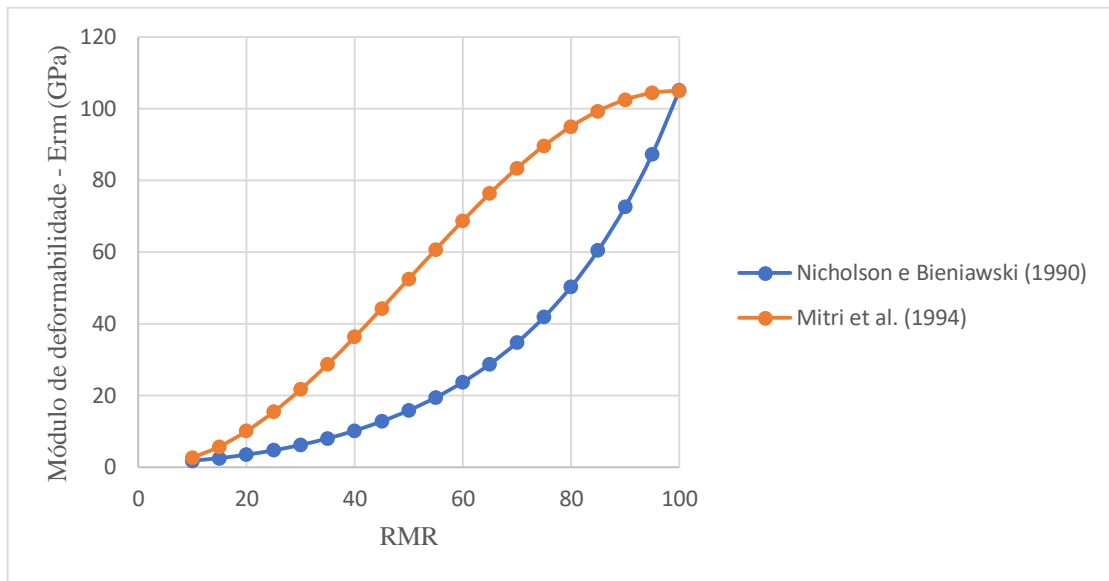


Figura 2-37 – Correlação Nicholson e Bieniawski (1990) x Mitri et al. (1994) – RMR

Na Figura 2.38 pode-se visualizar o comportamento das correlações propostas por Nicholson e Bieniawski (1990) e na Figura 2.39 o comportamento da correlação proposta por Mitri et al. (1994) para uma faixa de valores de módulo de rocha intactos (20, 40, 60 e 80 GPa) (Polemis Junior, 2019). Importante citar que variou-se o RMR entre os valores 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 e 10.

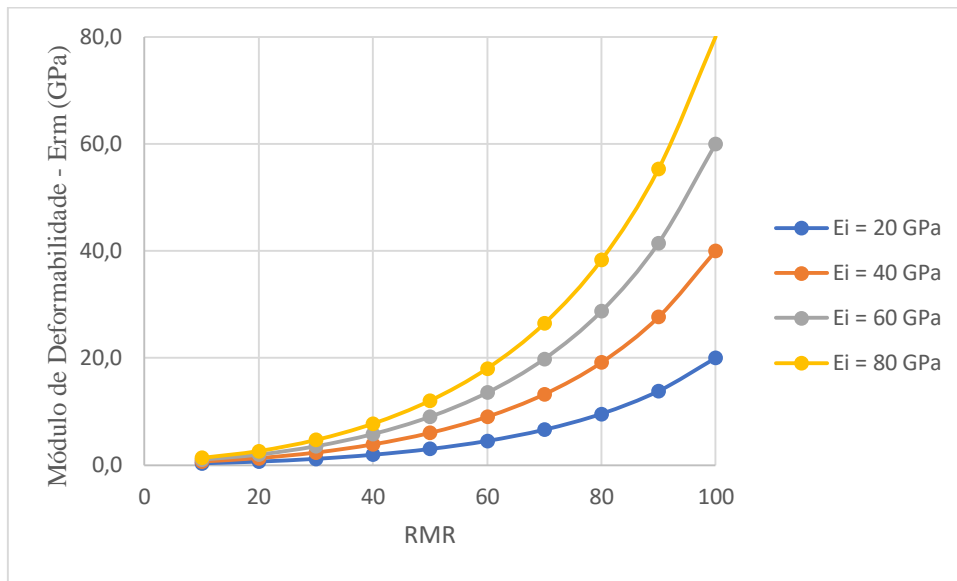


Figura 2-38 – Correlação de Nicholson e Bieniawski (1990) variando Ei – RMR (Adaptado Polemis Junior, 2019)

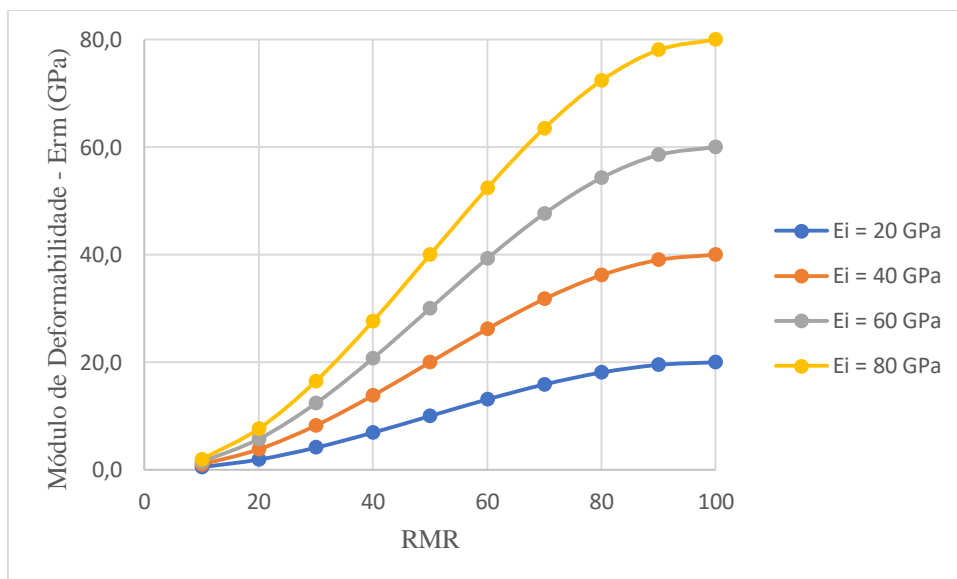


Figura 2-39 – Correlação de Mitri et al. (1994) variando Ei – RMR (Adaptado Polemis Junior, 2019)

Read et al. (1999) propôs uma modificação nas correlações formuladas por Serafim e Pereira (1983), utilizando uma deformabilidade de massa de rocha mais realista a RMR igual a 100, visto que a equação formulada em 1983 fornecia valores altos do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, prevendo, portanto, valores do módulo de massa intacta maior que os valores medidos.

$$Erm (GPa) = 0,1 * \left(\frac{RMR}{10}\right)^3 \quad (2.24)$$

Com base em dados recolhidos das barragens de Deriner (Artvin) e Emenek (Karaman), Gokceoglu et al. (2003), através de regressões simples, obtiveram uma nova relação empírica entre o módulo de deformabilidade do maciço rochoso e o RMR (Figura 2.40), dada por:

$$E_{rm} \text{ (GPa)} = 0,07e^{(0,0755RMR)} \quad (2.25)$$

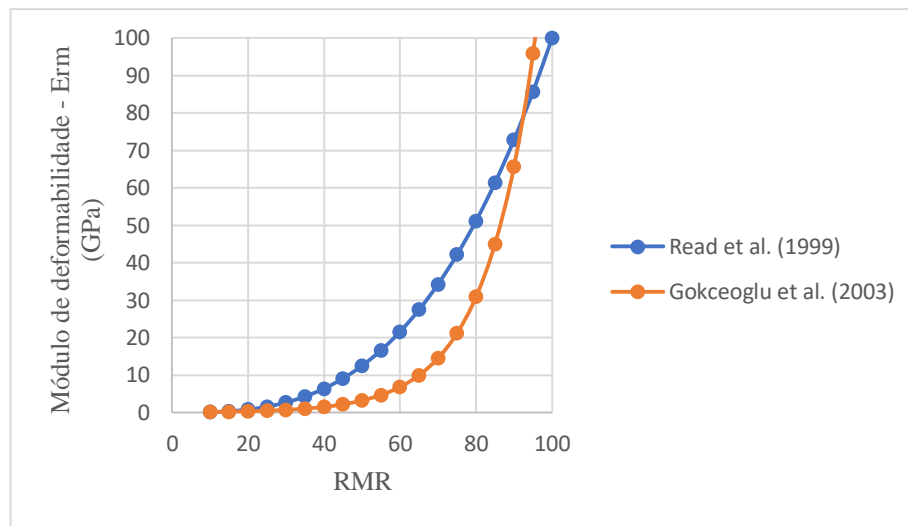


Figura 2-40 – Correlação Read et al. (1999) x Gokceoglu et al. (2003) – RMR

A Figura 2.41 mostra o comportamento comparado entre as correlações propostas por Bieniawski (1978), Serafim e Pereira (1983), Gokceoglu et al. (2003).

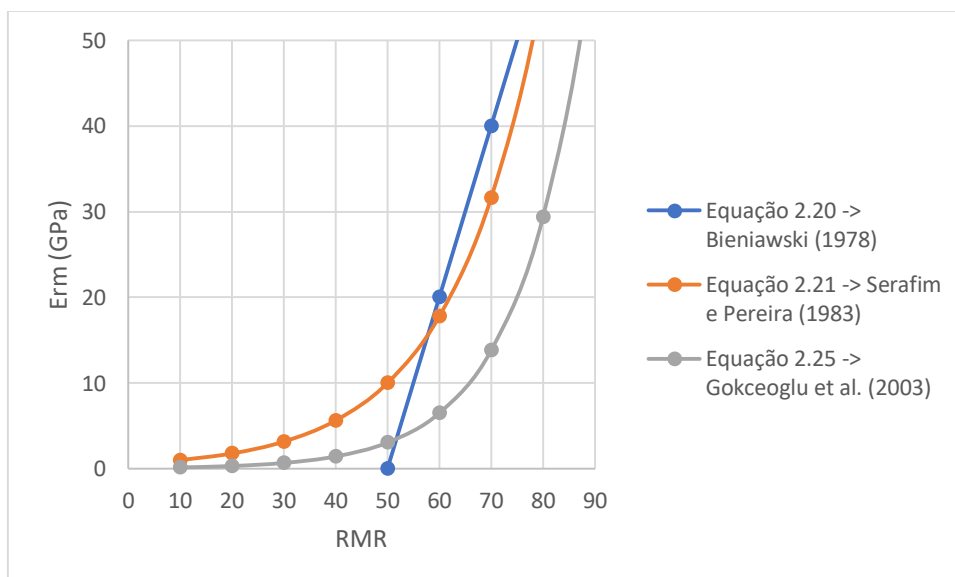


Figura 2-41 – Correlações Bieniawski (1978), Serafim e Pereira (1983), Gokceoglu et al. (2003) – RMR

Sonmez et al. (2006), através do método de tentativa e erro, propuseram outra equação empírica, para ser usado para massas de rocha muito fracas a massa de rocha maciça. Essa correlação seria útil como uma ferramenta preliminar para prever o módulo de deformabilidade de um maciço rochoso.

$$E_{rm} = E_i \times 10^S \quad (2.26)$$

onde S é dado por:

$$S = \frac{(RMR - 100)(100 - RMR)}{4000 \exp\left(-\frac{RMR}{100}\right)} \quad (2.27)$$

Devido ao comportamento de espalhamento dos dados de campo medidos relatados pelos autores Bieniawski (1978) e Serafim e Pereira (1983), Galera et al. (2007) formularam uma correlação para valores de RMR iguais ou inferiores a 50, outra para valores de RMR maiores que 50 e uma para uma gama completa de valores de RMR.

p/RMR ≤ 50:

$$E_{rm} [GPa] = 0,0876 * RMR \quad (2.28)$$

p/RMR > 50:

$$E_{rm} [GPa] = 0,0876 * RMR + 1,056 * (RMR - 50) + 0,015 * (RMR - 50)^2 \quad (2.29)$$

Diversos tipos de RMR:

$$\frac{E_{rm}}{E_i} = e^{\left[\frac{RMR-100}{36}\right]} \quad (2.30)$$

Recentemente, Lowson e Bieniawski (2013) sugeriram o uso de um novo método empírico para o E_{rm} estimado para RMR maior que 56 (Figura 2.42).

$$E_{rm} = 14 + (E_i - 14) \left[1 - \left(\frac{100 - RMR}{44} \right) \right]^{\left(\frac{RMR}{70} \right)} \quad (2.31)$$

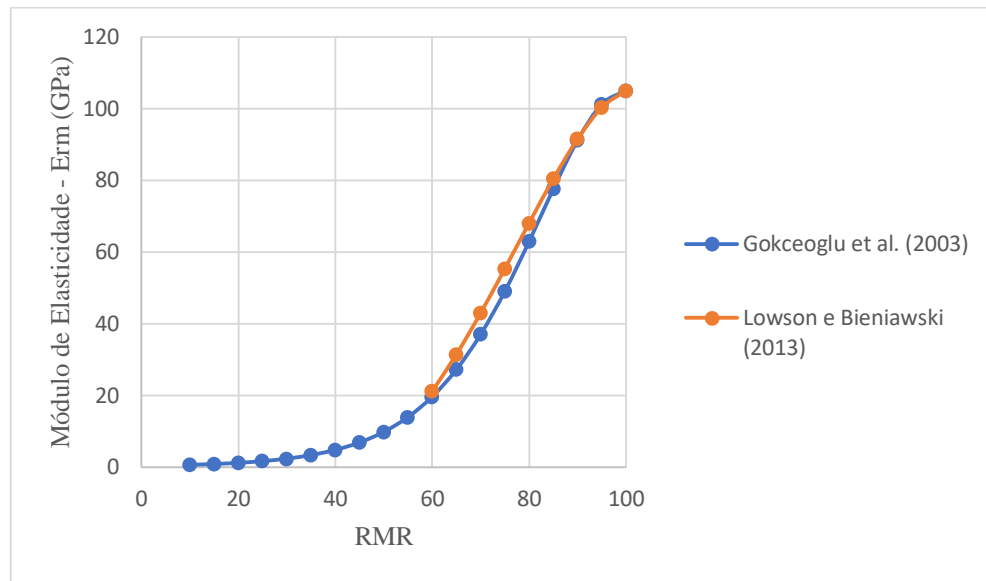


Figura 2-42 – Gokceoglu et al. (2003) x Lawson e Bieniawski (2013) – RMR

Para valores de RMR inferiores a 56, Lawson e Bieniawski (2013) recomendam o uso da correlação proposta por Serafim e Pereira (1983).

2.6.3 Obtendo o módulo de deformabilidade a partir do Q

A primeira correlação proposta para estimar o módulo de deformabilidade do maciço rochoso utilizando o valor Q foi introduzida por Barton et al. (1980).

$$Erm (GPa) = A * \log (Q) \quad (2.32)$$

Sendo A uma constante empírica, na qual um valor de 40 foi assumido por Barton et al. (1980), enquanto Grimstad e Barton (1993) sugeriram A = 25.

Segundo Polemis Junior (2019), aplicando constante A = 30 na Equação 2.32, obtêm-se resultados semelhantes à correlação proposta por Bieniawski (1978) (Figura 2.43). O autor ainda diz que a correlação proposta por Bieniawski (1978) também é aplicável a rochas com qualidade ruim, ou seja, para valores Q maiores que 1 e menores que 4.

Barton (1995) utilizando dados fornecidos por Serafim e Pereira (1983) introduziu uma nova correlação entre o módulo de deformabilidade in situ e o valor Q:

$$Erm (GPa) = 10 * Q^{(\frac{1}{3})} \quad (2.33)$$

De acordo com Polemis Junior (2019), nos maciços rochosos de baixa qualidade ($RMR < 50$ e $Q < 1$), a Equação 2.33 comporta-se de maneira semelhante à relação empírica de Serafim e Pereira. Em maciços de melhor qualidade, a correlação de Barton apresenta valores mais conservadores em comparação com os obtidos pela equação de Bieniawski.

Devido à semelhança das curvas das correlações empíricas propostas por Barton (1995) e Serafim e Pereira (1983) para maciços rochosos pobres, a correlação proposta por Serafim e Pereira pode ser reescrita em termos de valor Q :

$$Erm (GPa) = 10^{(0,375 \log Q + 1)} \quad (2.34)$$

Posteriormente, Barton (2002) implementou uma melhoria da equação 2.32 substituindo o valor Q por uma versão modificada, Q_c , a qual leva em consideração a resistência à compressão não confinada da rocha intacta, σ_{ci} .

$$Q_c = Q \times \frac{\sigma_{ci}}{100} \quad (2.35)$$

Representando:

$Q_c \rightarrow$ o valor normalizado de Q ;

$\sigma_{ci} \rightarrow$ a resistência à compressão não confinada da rocha intacta em MPa.

Dessa forma, a versão atualizada sugerido por Barton (2002) é dado por:

$$Erm = 10(Q_c)^{\frac{1}{3}} = 10 \left(Q \times \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.36)$$

Uma outra contribuição foi de Palmström e Singh (2001), os quais sugeriram uma formulação para valores Q que variam de 1 a 30 (Figura 2.43):

$$Erm = 8x(Q)^{0,4} \quad (2.37)$$

Na Figura 2.43, utilizaram-se os valores de Q igual a 0,0001, 0,001, 0,1, 1, 10, 100 e 1000 para as correlações de Bieniawski (1978) e Serafim e Pereira (1983). Já para a correlação de Palmstrom e Singh (2001), utilizou-se os valores de Q igual a 0,0001, 0,001, 1 e 10.

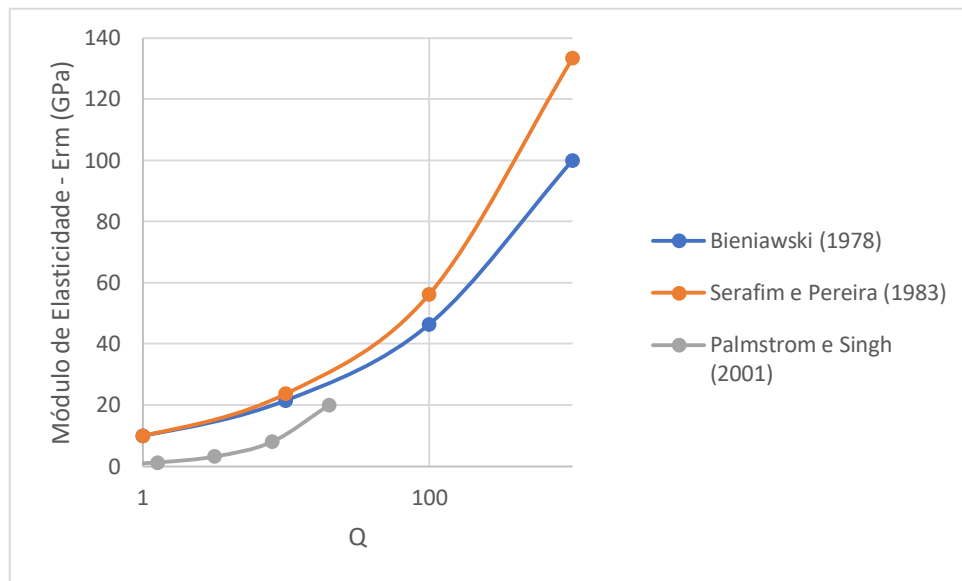


Figura 2-43 – Correlações Bieniawski (1978), Serafim e Pereira (1983), Palmstrom e Singh (2001) – Q (Adaptado Polemis Junior, 2019)

Polemis Junior (2019) observou o comportamento da Equação 2.36 para diferentes valores de σ_{ci} , conforme mostra a Figura 2.44. Novamente foram utilizados os valores de Q igual a 0,0001, 0,001, 0,01, 0,1, 1, 10 e 100 e 1000.

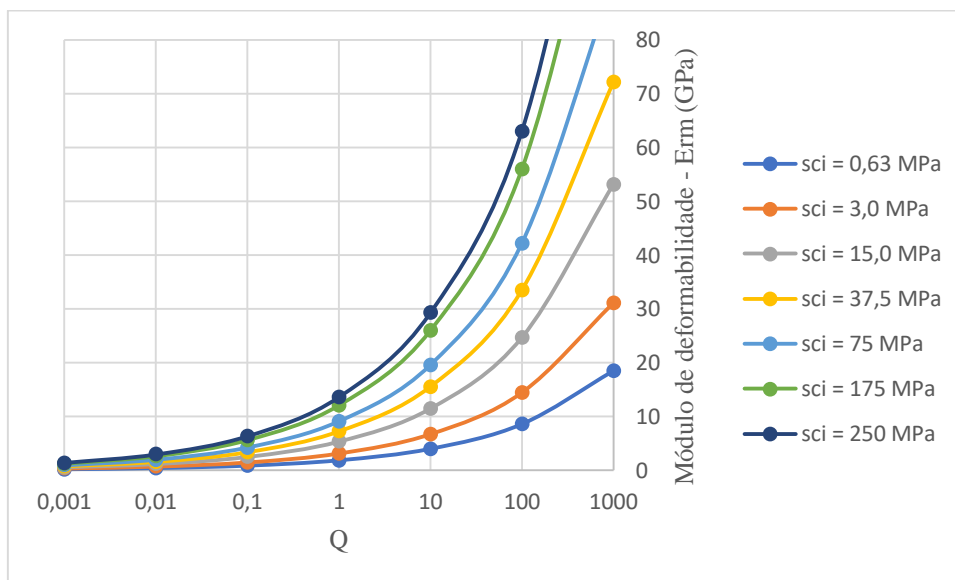


Figura 2-44 – Correlação de Palmstrom e Singh (2001) variando σ_{ci} – Q (Adaptado Polemis Junior, 2019)

2.6.4 Obtendo parâmetros de deformabilidade a partir do GSI

Hoek e Brown (1997), baseados em observações práticas e análises retrospectivas de escavações em maciços rochosos de baixa qualidade, sugeriram a seguinte correlação para estimar o módulo de deformabilidade do maciço rochoso tendo o GSI como base:

$$E_{rm} = \left[\left(\frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{\frac{1}{2}} \right] * 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (2.38)$$

Sendo:

E_{rm} → módulo de deformação da massa rochosa em GPa;

σ_{ci} → resistência à compressão não confinada da rocha intacta em MPa;

GSI → valor numérico do sistema de Hoek obtido através da tabela GSI.

Hoek e Brown (1997) modificaram a Equação 2.38 com a adição à equação do termo $\sqrt{\sigma_{ci}/100}$, que reduziria o E_{rm} progressivamente à medida que o valor de σ_{ci} é inferior a 100 MPa. Para maciços de melhor qualidade, a deformação é controlada pelas descontinuidades, enquanto, para maciços de baixa qualidade, a deformação geral leva em consideração a rigidez intacta.

$$E_{rm}(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) * \left[\frac{\sigma_{ci}^{\left(\frac{1}{2}\right)}}{100} \right] * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (2.39)$$

Para a Figura 2.45, assumiu-se os valores de GSI iguais a 20, 40, 60, 80 e 100.

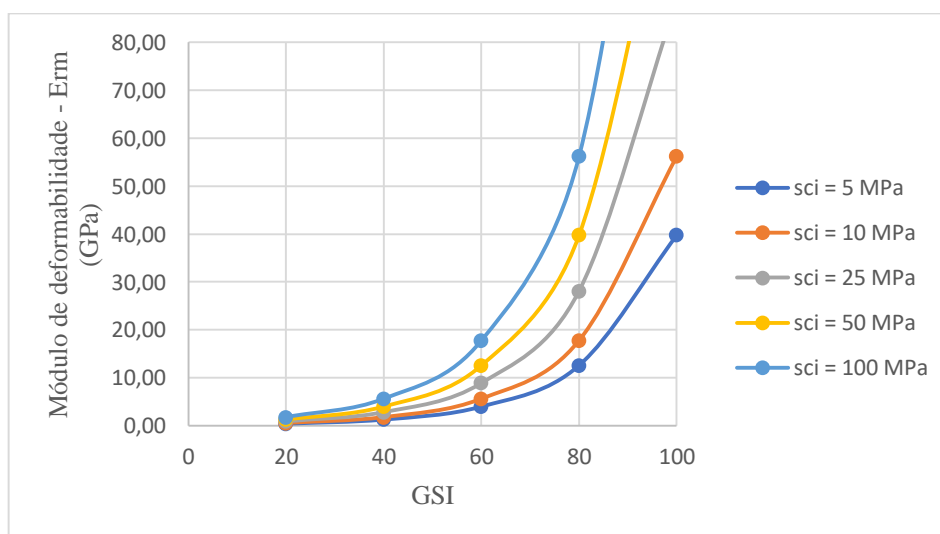


Figura 2-45 – Correlação Hoek e Brown (1997) variando σ_{ci} – GSI (Adaptado Polemis Junior, 2019)

A Figura 2.46 apresenta a representação gráfica da Equação 2.40 para valores diferentes da resistência. Hoek et al. (2002) introduziram um novo parâmetro, o fator D, que depende do grau de perturbação a que um maciço rochoso foi submetido, como dano por explosão. Essa Equação 2.39 deve ser usada para casos $\sigma_{ci} \leq 100$ MPa. Nos casos em que $\sigma_{ci} > 100$ MPa, o autor sugere o uso da Equação 2.40.

$$Erm(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (2.40)$$

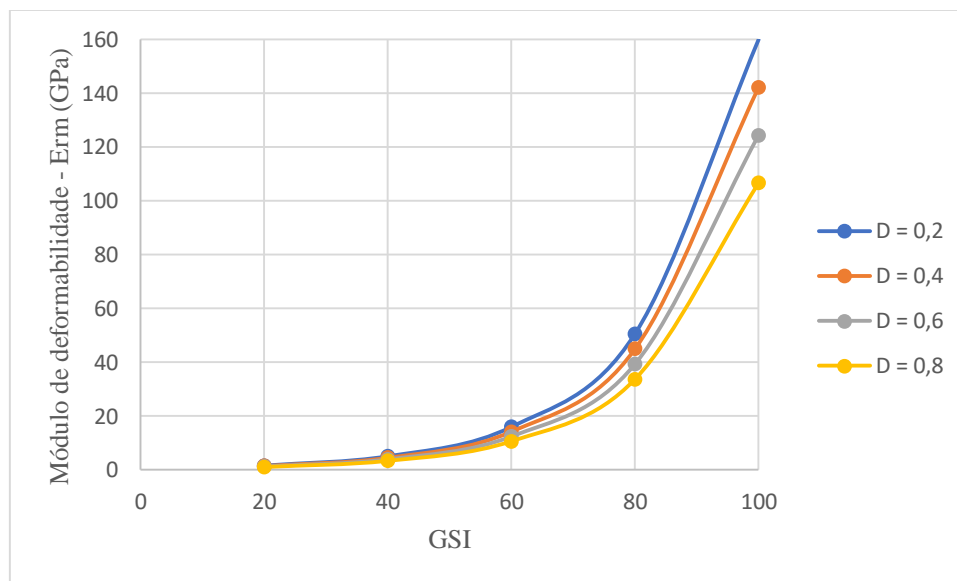


Figura 2-46 – Correlação Hoek e Brown (2002) variando fator D – GSI

Sendo D o fator de perturbação que varia de 0 para não perturbado a 1 para maciços alterados. Posteriormente, Gokceoglu et al. (2003) também propuseram uma correlação para estimar o módulo de deformabilidade do maciço rochoso com base no GSI.

$$Erm(GPa) = 0,1451 * e^{(0,0654 * GSI)} \quad (2.41)$$

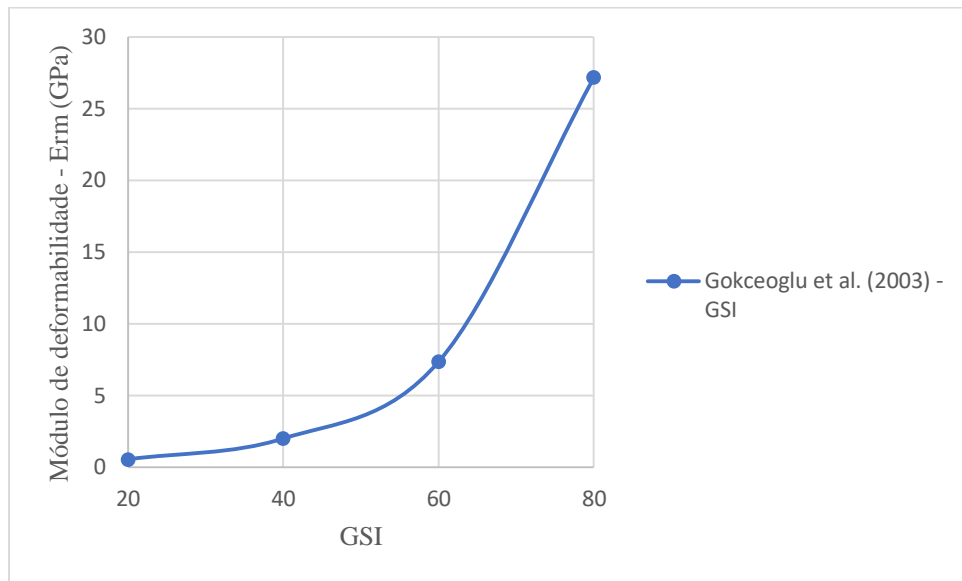


Figura 2-47 – Correlação Gokceoglu et al. (2003) – GSI

Recentemente, com base em uma análise de medidas de módulo de massa de rocha in situ para uma ampla variedade de tipos de rochas da China e Taiwan, Hoek e Diederichs (2006) propuseram duas correlações empíricas para estimar o valor do módulo de deformabilidade de maciços rochosos, considerando o índice de força geológica e os efeitos do distúrbio devido à explosão e / ou alívio do estresse.

A primeira correlação, também conhecida como equação de Hoek e Diederichs simplificada, é dada por:

$$Erm(GPa) = 100 * \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{75 + 25 * D - GSI}{11}\right)}} \right) \quad (2.42)$$

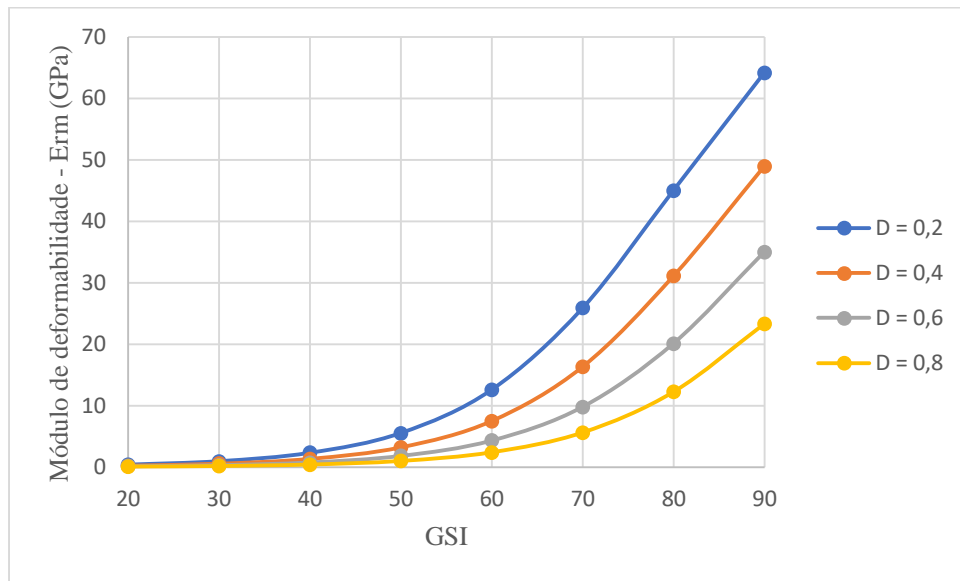


Figura 2-48 – Correlação Hoek e Diederichs simplificada (2006) variando fator D – GSI

Nos casos em que se têm estimativas confiáveis do módulo de deformabilidade da rocha intacta ou da resistência de rocha intacta, Hoek e Diederichs (2006) recomendam o uso da segunda correlação derivada em seu estudo, também conhecida como equação generalizada de Hoek e Diederichs, que é dada por:

$$Erm(GPa) = Ei * \left(0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{60+15*D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad (2.43)$$

Podendo o de módulo de rocha intacto (Ei) ser dado pela Equação 2.44.

$$Ei = MR * \sigma ci \quad (2.44)$$

Sendo:

Ei → módulo de deformação da massa rochosa intacta;

σci → resistência à compressão não confinada da rocha intacta;

MR → razão de módulo (variável com cada material).

3 METODOLOGIA

As análises numéricas foram realizadas, seguindo os seguintes passos:

3.1 Calculando RMR

Para se calcular o índice RMR torna-se necessário contabilizar alguns valores e seus respectivos pesos conforme a seção 2.3.1.2.

3.1.1 Resistência à compressão uniaxial

Como não se teve acesso aos resultados dos ensaios de campo ou laboratório para o cálculo direto do valor de resistência à compressão da rocha presente no maciço, estimou-se este valor com base em quadros da literatura (Quadro 2.2).

Após inferir-se a descrição da rocha e sua resistência uniaxial, utilizou-se o Quadro 2.3 para obter o peso correspondente.

3.1.2 RQD

Em relação ao valor desse índice, escolhe-se um local no maciço em estudo, onde se realizaram sondagens. De posse disso, pode-se retirar o valor do RQD, bem como seu peso correspondente, sendo esse de acordo com o Quadro 2.5.

3.1.3 Espaçamento das descontinuidades

Ao se consultar os relatórios realizados acerca do maciço em estudo, contabilizaram-se o número de famílias de descontinuidades e seus espaçamentos. Com isso, escolhe-se o espaçamento intermediário se o número de famílias for ímpar ou a média aritmética se o número de famílias for par. Obtido o espaçamento representativo, deve-se inferir no Quadro 2.7 seu respectivo peso.

3.1.4 Características das descontinuidades

3.1.4.1 Comprimento (persistência)/ Separação (abertura)/ Rugosidade/ Enchimento/ Alteração

As informações relativas a esses parâmetros costumam nos relatórios feitos pela empresa contratada, podendo serem obtidos por ensaios de campo. Caso não conste nos documentos, deve ser estimado ou estipulado um intervalo de confiança com relação ao peso correspondente, a fim de suprir a ausência desses dados. Os pesos são retirados dos Quadros 2.8, 2.9, 2.10 e 2.12.

3.1.5 Condições hidrogeológicas

Essa informação dispensa consulta a relatórios, uma vez que de acordo com a literatura, para o cálculo do RMR89, deve-se considerar as condições hidrogeológicas das descontinuidades na condição seco. Sendo seu peso correspondente encontrado no Quadro 2.13.

3.1.6 RMR 89

De posse dos pesos calculados, deve-se efetuar o somatório dos mesmos para obtenção do RMR89. Contudo, observa-se que se terá um valor de RMR89 mais pessimista e outro valor de RMR89 mais otimista para as condições em análise.

3.2 Calculando GSI

Após o cálculo do RMR89, deve proceder calculando o GSI segundo Hoek et al.(2013), conforme a Equação 2.5.

3.3 Fator D

Ao inferir-se o tipo de construção, pode-se estimar o fator D, conforme o Quadro 3.1. Sendo escolhido para as análises o fator D igual a 0, uma vez que não se realizaram escavações.

Quadro 3-1 – Fator D de acordo com tipo de maciço

Descrição do Maciço Rochoso	Sugestão de Fator D
Um excelente controle de qualidade de jateamento ou escavação por uma máquina de perfuração de cabeçalho ou túnel resulta em perturbações mínimas no maciço rochoso confinada ao redor de um túnel.	D= 0
Escavações mecânicas ou manuais em massas rochosas de baixa qualidade causam um distúrbio mínimo ao maciço rochoso circundante. Onde os problemas de compressão resultam em uma elevação significativa do piso, a perturbação pode ser grave, a menos que um inversor temporário, como mostrado na fotografia, seja colocado.	D= 0 D = 0,5 sem inverter provisório
O mau controle do alinhamento da perfuração, o design da carga e o seqüenciamento da detonação resultam em explosões muito ruins em um túnel de rocha dura com danos graves, estendendo-se 2 ou 3 m, no maciço rochoso circundante.	D = 1,0 na superfície com uma diminuição linear para $D = 0 \pm 2$ m.
O jateamento em pequena escala em declives de engenharia civil resulta em danos modestos na massa de rochas quando o jateamento controlado é usado, conforme mostrado no lado esquerdo da fotografia. A detonação descontrolada da produção pode resultar em danos significativos à superfície da rocha.	D = 0,5 para jateamento de parede suave ou pré-corte controlado; D = 1,0 para jateamento de produção.
Em algumas massas rochosas fracas, a escavação pode ser realizada rasgando e cochilando. Os danos nas encostas devem-se principalmente ao alívio do estresse. As encostas de minas a céu aberto muito grandes sofrem perturbações significativas devido a jateamento de produção pesada e alívio de tensão da remoção de sobrecarga.	D = 0,7 para efeitos de escavação mecânica de danos por redução de tensão D = 1,0 para jateamento de produção.

Fonte: Adaptado Polemis Junior, 2019.

3.4 Modelagem no RS 2

Após calcular os índices mostrados acima, deve-se determinar mais algumas variantes para se realizar a modelagem no software. Além do GSI, fez-se necessário implementar parâmetros gerais de caracterização do maciço rochoso e da barragem, os quais serão mostrados mais a frente, para a análise.

Importante ressaltar que as análises no programa de elementos finitos RS2, o qual permite a realização de análises tensão-deformação em estado plano de deformação ou axissimétrico. As análises são realizadas com 1000 elementos finitos triangulares, cada um com 6 pontos nodais.

Tem-se como objetivo dessa modelação calcular as tensões σ_{XX} e σ_{YY} do maciço rochoso, bem como os deslocamentos totais e deformações xx e yy em quatro pontos localizados na base da barragem (Figura 3.1).

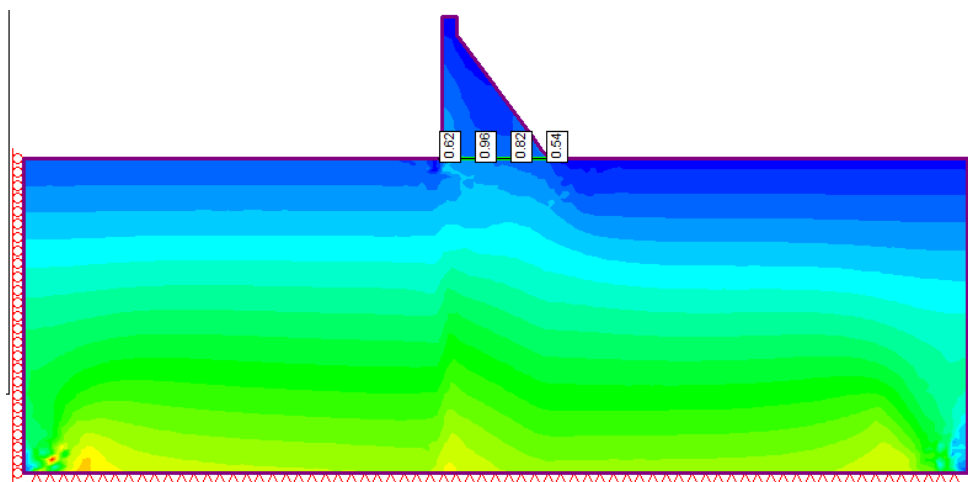


Figura 3.1 – Pontos utilizados nas análises (RS2)

3.4.1 Peso volúmico

O valor do peso volúmico foi retirado do Quadro 3.2, o qual é conhecido da literatura e igual a 28 KN/m³.

Quadro 3-2 – Peso volúmico de acordo com tipo de rocha

Rocha	Peso Específico (KN/m ³)	Porosidade (%)
Andesite	22 - 23,5	10 - 15
Anfibolite	29 - 30	-
Arenito	23 - 26	5 - 25
Basalto	27 - 29	0,1 - 2
Calcário	23 - 26	5 - 20
Carvão	10 - 20	10
Quartzite	26 - 27	0,1 - 0,5
Diabase	29	0,1
Diorite	27 - 28,5	-
Dolomite	25 - 26	0,5 - 10
Gabro	30 - 31	0,1 - 0,2
Gnaisse	27 - 30	0,5 - 1,5
Granito	26 - 27	0,5 - 1,5
Grauvaque	28	3
Mármore	26 - 28	0,3 - 2
Salgema	26 - 28	5
Gesso	23	5
Xisto	25 - 28	3

Fonte: Pinto, 2015.

3.4.2 Constante de rocha intacta (mi)

Esse fator deve ser retirado da biblioteca da Rocsiense conforme Hoek e Brown (1997), a qual possui um suporte de informações para variados tipos de rocha.

3.4.3 Coeficiente de poisson (v)

O coeficiente de poisson será extraído do Quadro 3.3.

Quadro 3-3 – Constantes elásticas acordo com tipo de rocha

Rocha sã	Módulo de deformabilidade estático, E Kg/cm ² (x10 ⁵)	Módulo de deformabilidade dinâmico, E Kg/cm ² (x10 ⁵)	Coefficiente de Poisson
Andesito	3,0 - 4,0	4,6 - 10,5	0,23 - 0,32
Anfibolito	1,3 - 9,2	4,6 - 10,5	0,23 - 0,32
Anhidrito	0,15 - 7,6	4,6 - 10,5	0,23 - 0,32
Arenito	0,3 - 6,1	0,5 - 5,6	0,1 - 0,4 (0,24 - 0,31)
Basalto	3,2 - 10	4,1 - 8,7	0,19 - 0,38 (0,25)
Calcário	1,5 - 9,0 (2,9 - 6,0)	0,8 - 9,9	0,12 - 0,33 (0,25 - 0,30)
Quartzito	2,2 - 10	0,8 - 9,9	0,08 - 0,24 (0,20 - 0,30)
Diabásio	6,9 - 9,6	6,0 - 9,8	0,28
Diorito	0,2 - 1,7	2,5 - 4,4	0,28
Dolomia	0,4 - 5,1	2,2 - 8,6	0,29 - 0,34
Gabro	1 - 6,5	2,2 - 8,6	0,12 - 0,20
Gnaisse	1,7 - 7,7	2,5 - 10,5	0,1 - 0,4 (0,18 - 0,24)
Xisto	0,6 - 3,9 (2,0)	2,5 - 10,5	0,01 - 0,31 (0,12)
Granito	1,7 - 7,7	1,0 - 8,4	0,1 - 0,4 (0,18 - 0,24)
Grauvaca	4,7 - 6,3	2,3 - 10,7	0,1 - 0,4 (0,18 - 0,24)
Siltito	5,3 - 7,5	0,7 - 6,5	0,25
Foelho	0,3 - 2,2	1,0 - 7,0	0,25 - 0,29
Marga	0,4 - 3,4	1,0 - 4,9	0,25 - 0,29
Micaxisto	0,1 - 2,0	1,0 - 4,9	0,1 - 0,4 (0,23)
Mármore	2,8 - 7,2	1,0 - 4,9	0,1 - 0,4 (0,23)
Filito	0,5 - 3,0	1,0 - 4,9	0,1 - 0,4 (0,23)
Sal	0,5 - 2,0	1,0 - 4,9	0,22
Turfa	0,3 - 7,6	1,0 - 4,9	0,24 - 0,29
Giuz	1,5 - 3,6	1,0 - 4,9	0,24 - 0,29

Valores máximos e mínimos. Valores médios entre parênteses.
Dados selecionados a partir de Rahn (1996), Johnson e Degraff (1988) Godman (1989), Walthan (1999), Duncan (1999).

Fonte: Vallejo, 2011.

3.4.4 Demais fatores para modelagem (mb/S/a)

Os fatores mb, corresponde ao valor reduzido de mi e as constantes do maciço rochoso s e a são calculados automaticamente, conforme as Equações 3.1, 3.2 e 3.3, pelo software ao inserir as variantes fator de perturbação (D), GSI e constante de rocha intacta (mi).

$$mb = mi * e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14*D}\right)} \quad (3.1)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3*D}\right)} \quad (3.2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * \left(e^{\left(\frac{-GSI}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-20}{3}\right)}\right) \quad (3.3)$$

3.4.5 Processamento

No RS2 serão realizadas duas análises: uma relativa a redução dos parâmetros de resistência segundo Hoek-Brown, variando-se o valor do GSI de acordo com o intervalo calculado, e variando-se o valor do módulo de deformabilidade de acordo com correlações obtidas a partir do RQD, RMR, Q e GSI.

Para a definição do comportamento geomecânico da fundação, seguiu-se o seguinte roteiro conforme realizado por Borges (2016) em sua pesquisa:

- Inicialmente, foi realizada uma análise das tensões in situ em função das propriedades dos materiais;
- Posteriormente, foi inserido o carregamento da barragem na fase de final de construção;
- Para a simulação da fase de operação da barragem foi inserido o carregamento da água.

As análises envolvendo RQD, RMR e Q serão realizadas considerando comportamento elasto-plástico associado ao critério de rotura Mohr-Coulomb (Equação 3.5) e as que envolvem GSI serão realizadas com base em Hoek-Brown generalizado com comportamento também elasto-plástico (Equação 3.4).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left\{ mb \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right\}^a \quad (3.4)$$

Sendo:

σ_{ci} → resistência à compressão simples da rocha intacta (MPa);

m_i → constante do material;
 m_b → valor reduzido da constante do material (m_i);
 a e s → constantes para o maciço rochoso.

$$\tau = c' + \sigma' * \tan\emptyset \quad (3.5)$$

Sendo:

τ → resistência ao corte (KPa);
 c' → coesão (KPa);
 σ' → tensão normal efetiva (KPa);
 \emptyset → ângulo de atrito (°).

3.5 Modelagem no CADAM

No CADAM serão realizadas análises relativas à estabilidade da barragem, sendo a mesma modelada na situação de operação, que corresponde a sua funcionalidade normal, e de inundação, que corresponde quando o reservatório atinge a cheia milenar ou decamilenar de projeto. Todos os parâmetros relativos à geometria, operação e materiais foram retirados do projeto.

De referir-se que se irá estudar a eficiência da drenagem, variando-se seu coeficiente efetivo, a fim de se avaliar a importância da drenagem na segurança da barragem e sua influência nas tensões efetivas à montante e à jusante na base da barragem.

4 RESULTADOS E COMENTÁRIOS

4.1 Índices geomecânicos

O material rochoso presente no maciço é do tipo gnaisse granítica, exibindo elevada resistência (ente sem a realização de ensaios). Tendo isso em vista, considerou-se a mesma como rocha muito resistente para fins de modelagem, sendo sua resistência uniaxial igual à 200 MPa (Quadro 2.2). Esse valor de resistência confere um peso para cálculo do RMR89 igual a 12 de acordo com o Quadro 2.3.

Analisando o boletim de sondagens, decidiu-se que a profundidade da seção em análise seria de 150 metros para o maciço de fundação da barragem, mesmo a sondagem só indo até 12 metros, considerando que esse comportamento repetia-se até a profundidade utilizada na modelagem. Posto isso, de acordo com a sondagem SM-7 (Anexo 1), o RQD correspondente seria igual à 100% em boa parte da extensão, correspondendo a um peso igual a 20, conforme o Quadro 2.5.

Seguindo o relatório feito para a construção da barragem do Castanhão, o maciço em estudo possui três famílias de descontinuidades com os respectivos espaçamentos, a que correspondem os pesos do Quadro 4.1.

Quadro 4-1 – Espaçamento das famílias de descontinuidades

Classe	Espaçamento	Pesos
I	$> 2\text{m}$	20
II	$0,5 < e \leq 2 \text{ m}$	15
III	$0,1 < e \leq 0,5\text{m}$	10

Fonte: Sandroni et al., 1999.

No cálculo do RMR, adotou-se o valor intermediário entre as famílias, sendo o peso igual a 15.

Com relação às características das descontinuidades, pode-se afirmar que algumas informações não puderam ser obtidas dos boletins fornecidos pelas empresas responsáveis pela construção.

Posto isso, considerou-se um valor mínimo e um valor máximo para os pesos relativos ao

comprimento e separação das descontinuidades, afim de se obter um intervalo para o RMR89. Os valores estão mostrados nos Quadros 4.3 e 4.4.

Quadro 4-2 – Intervalo peso relativo do comprimento da descontinuidades

Valores do Peso	
Mínimo	Máximo
0	6

Quadro 4-3 – Intervalo peso relativo da separação das descontinuidades

Valores do Peso	
Mínimo	Máximo
0	6

Segundo os relatórios disponibilizados, as fraturas estavam preenchidas com material proveniente de alteração de rocha e/ou rocha alterada, algumas vezes associadas a argilas. Posto isso, para efeitos de cálculo, optou-se por considerar a descontinuidade rugosa. O peso correspondente a essa classificação é igual a 5 (Quadro 2.10).

Sabe-se que as descontinuidades são rugosas, mas não se tem informação acerca de suas aberturas, ou seja, não se sabe se as mesmas são menores, maiores ou igual a 5 milímetros. Com base nisso, considerou-se um intervalo com valor mínimo e valor máximo para essa variável, o que resultará em um intervalo para o RMR89 (Quadro 4.5).

Quadro 4-4 – Intervalo peso relativo da abertura das descontinuidades

Valores do Peso	
Mínimo	Máximo
2	4

Observando-se os relatórios fornecidos, conclui-se pela leitura que o grau de alteração das descontinuidades é moderadamente alterado. O peso correspondente a essa classificação é igual a 3 (Quadro 2.12).

Com relação as condições hidrogeológicas das descontinuidades, conforme relatado na seção de metodologia, a condição a ser considerada no cálculo é o seco, sendo seu peso correspondente igual à 15, como é mostrado na Quadro 2.13.

De posse dos pesos calculados, deve-se efetuar o somatório dos mesmos para obtenção do RMR89. Contudo, observa-se que se terá um valor de RMR89 mais pessimista e outro valor de RMR89 mais otimista para as condições em análise (Quadro 4.5).

Quadro 4-5 – Intervalo de confiança do RMR do maciço

Características	Pesos	
	Pessimista	Otimista
Resistência do material rocha	12	12
RQD	20	20
Espaçamento	15	15
Comprimento (persistência)	0	6
Separação (abertura)	0	6
Rugosidade	5	5
Enchimento	2	4
Alteração	3	3
Condições hidrogeológicas	15	15
RMR89	72	86

Pode-se observar que tanto o RMR89 pessimista como o otimista obtiveram valores altos e aceitáveis, indicando que o maciço, no qual será feita a modelagem acerca da construção da barragem, é de boa qualidade.

Após a determinação do RMR89, procedeu-se calculando o GSI utilizando a Equação 2.5, uma vez que variável JCond89 (Quadro 4.6), corresponde ao somatório dos pesos relativos às características das descontinuidades.

Quadro 4-6 – Intervalo de confiança do GSI

Características	Pesos	
	Pessimista	Otimista
Comprimento (persistência)	0	6
Separação (abertura)	0	6
Rugosidade	5	5
Enchimento	2	4
Alteração	3	3
Jcond 89 (Σ)	10	24

Substituiu-se os valores estimados para o JCond89 e o valor fixo de RQD na Equação 2.5, chegando-se ao seguinte resultado.

$$GSI_{\text{mínimo}} = (1,5 \cdot 10) + (100/2)$$

$$GSI_{\text{mínimo}} = 65$$

$$GSI_{\text{máximo}} = (1,5 \cdot 24) + (100/2)$$

$$GSI_{\text{máximo}} = 86$$

De acordo com as características do maciço em estudo, pode-se concluir que o índice geológico encontra-se no intervalo entre 65 e 86, o que segundo o Quadro 2.16 representa um maciço rochoso bom ou muito bom.

4.2 Implementação do RS2

Observando-se o Quadro 3.1, concluiu-se que o grau de perturbação a ser utilizado no processo de modelagem seria igual à 0, pois não envolveu escavação na obra e nem rochas danificadas ao redor da escavação.

Para que a modelagem fosse realizada, foi-se necessário, além do GSI, determinar também o peso volúmico, o qual foi retirado do Quadro 3.2, sendo esse igual à 28 KN/m³, devido à rocha do maciço ser um gnaisse.

O fator denominado de constante de rocha intacta (m_i) foi retirado da biblioteca da Rocsiense segundo Hoek e Brown (1997), pois consta que a constante para gnaisse varia de 28-5 a 28+5, optando-se pelo valor médio.

Os valores de GSI adotados na modelagem foram 65, 70, 75 e 81, a fim de se verificar a comportamento do maciço à medida que se varia esse parâmetro quando se aplica a redução de fatores de resistência por Hoek-Brown generalizado.

O valor de resistência a compressão foi igual ao utilizado no calculo do RMR89. Portanto, utilizou-se o valor de 200 MPa.

Os fatores m_b , s , a e E_i foram calculadores automaticamente pelo software ao inserir os valores anteriormente citados de acordo com as Equações 3.1, 3.2, 3.3 e 2.44, respectivamente.

O valor do coeficiente de poisson adotado foi igual a 0,3, uma vez que se encontra dentro do intervalo proposto por Vallejo (2011) para o tipo de rocha gnaisse.

Após a determinação desses parâmetros importantes para execução do RS2, determinou-se a seção que seria analisada com base no valor do RQD, visto que o percentual de RQD adotado encontrava-se a uma profundidade maior que 11,37 metros (Anexo 1), desprezando-se o valor das camadas superiores, uma vez que essas camadas têm uma espessura muito pequena em relação à profundidade que deve ser escolhida para análise. Com base nisso, adotou-se uma profundidade igual à 150 metros para o maciço de gnaisse abaixo da barragem para fins de modelagem, visto que a barragem possui 65 metros de altura e necessitar de um apoio com

altura igual ou superior. Com relação às fronteiras laterais, adotou-se algo semelhante, uma vez que se colocou 150 metros de distância, com relação ao centro do modelo, para fronteira mais extrema à esquerda e 150 metros de distância, com relação ao centro do modelo, para fronteira mais extrema à direita.

4.2.1 Análise tensão - deformação variando o módulo de deformabilidade

Para se realizar essa análise no programa RS2, teve-se calcular alguns parâmetros, a fim de se obter os módulos de deformabilidade pelas diferentes correlações.

Quadro 4-7 – Parâmetros para modelagem

Parâmetros	
Ei (MPa)	105000
MR	525
σ_{ci} (MPa)	200
RMR	72
Q	22,45
	13,59
GSI	65
RQD (%)	100

Como mencionado anteriormente, MR e σ_{ci} foram obtidos na biblioteca da rocsiense, e Ei foi obtido pelos produtos dos mesmos (Equação 2.44). O valor do RQD foi obtido no relatório de sondagens da obra com base num dos furos escolhidos para a análise.

Os valores de RMR e GSI foram calculados conforme mostrado na revisão bibliográfica. No entanto, utilizou-se o menor valor, visto que se encontrou um intervalo com valor mínimo e máximo.

O valor de Q foi calculado com base nas duas correlações baseadas no RMR básico de menor valor (Equação 2.6 e 2.7). Entretanto, o valor utilizado para cálculo das correlações baseadas no Q será o menor dos valores encontrados.

Em seguida, aplicando as diversas correlações mostradas no referencial teórico, calcularam-se os módulos de deformabilidade conforme RQD, RMR, Q e GSI, respectivamente.

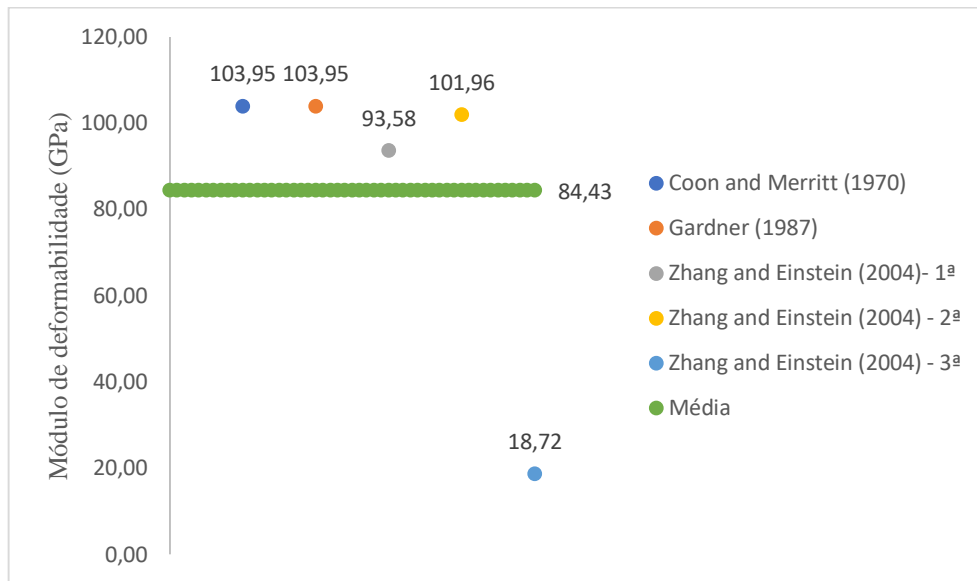


Figura 4.1 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo RQD em relação à média

Quatro dos valores de módulo obtido pelo RQD ficaram superiores à média que é igual à 84,43 GPa (Figura 4.1), porém a maior parte dos valores estão mais próximos da mesma e apresentando menor desvio.

De acordo com Vallejo (2011), o módulo de deformabilidade para o gnaisse está contido no intervalo $1,7 \times 10^5 - 7,7 \times 10^5$ Kg/cm² (Quadro 3.3), o qual corresponde a 16,7 – 75,5 GPa. Pelos módulos calculados acima, conforme as correlações relativas ao RQD, apenas o valor de 18,72 GPa encontrou-se dentro do intervalo, o que permite concluir que, conforme Vallejo (2011) as correlações pelo RQD não representaram bem o comportamento do maciço, uma vez que fazem estimativas bastante otimistas quanto a sua qualidade.

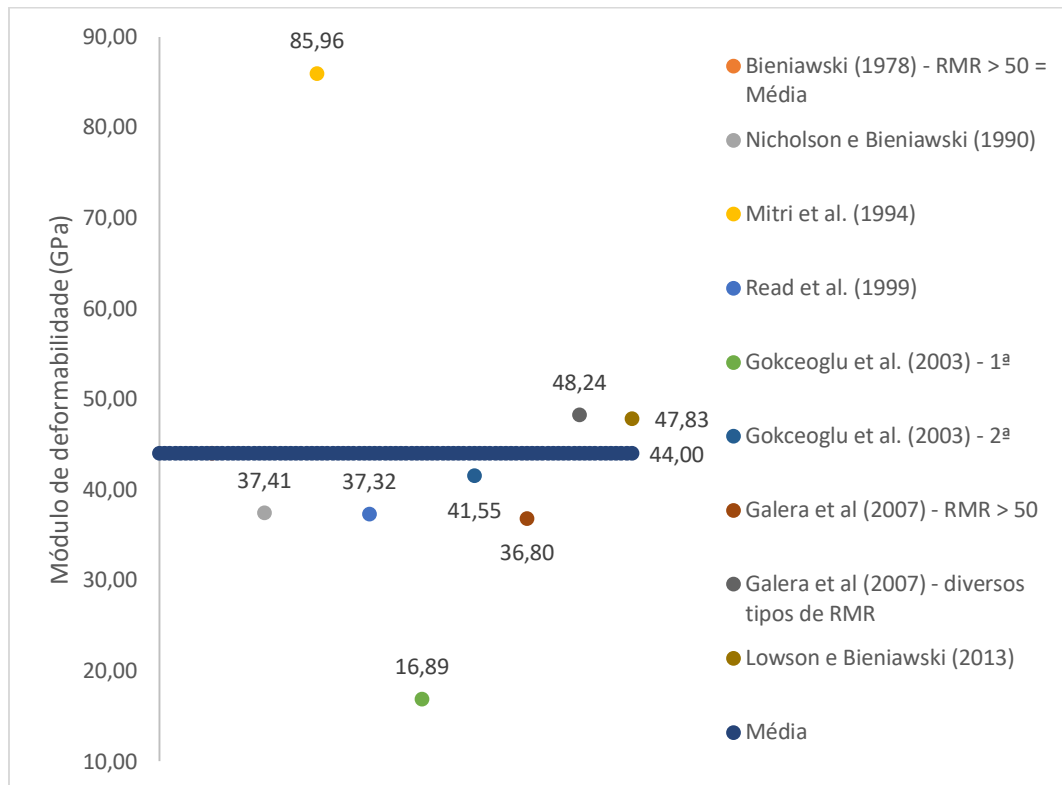


Figura 4.2 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo RMR em relação à média

Os valores de módulo obtidos com o RMR em sua maioria ficara mais próximos da média, a qual corresponde a 44,00 GPa (Figura 4.2), que corresponde ao mesmo valor do módulo obtido pela correlação de Bieniawski (1978). Somente 2 valores podem ser considerados como outliers em relação ao conjunto.

Observando os valores de módulo de deformabilidade calculados, apenas o valor de 16,89 GPa não está contido no intervalo apresentado no Quadro 3.3, o que permite concluir que as correlações a partir do RMR representaram bem o comportamento do maciço rochoso quanto à deformabilidade conforme Vallejo (2011).

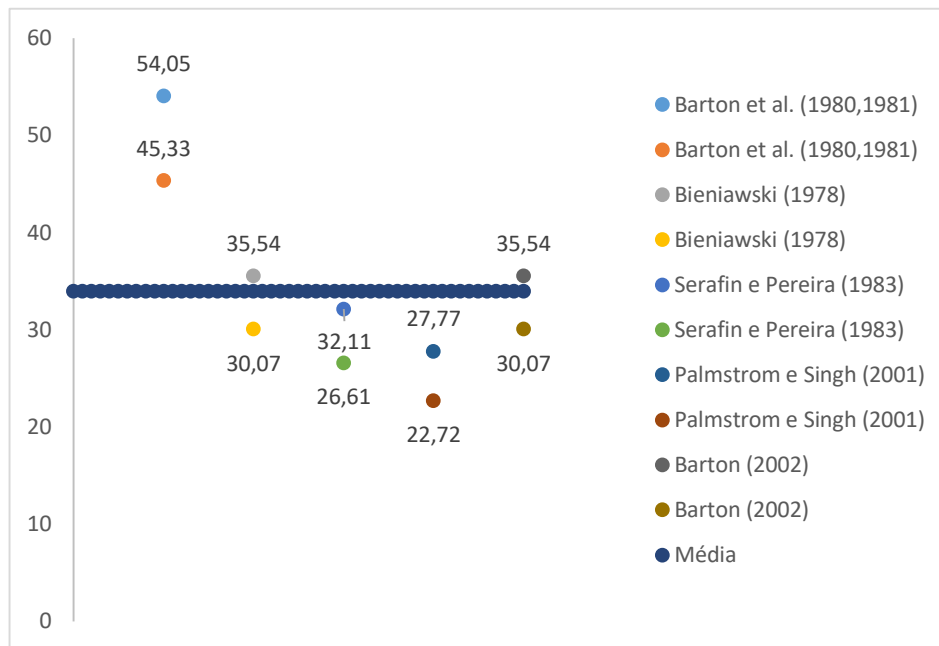


Figura 4.3 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo Q em relação à média

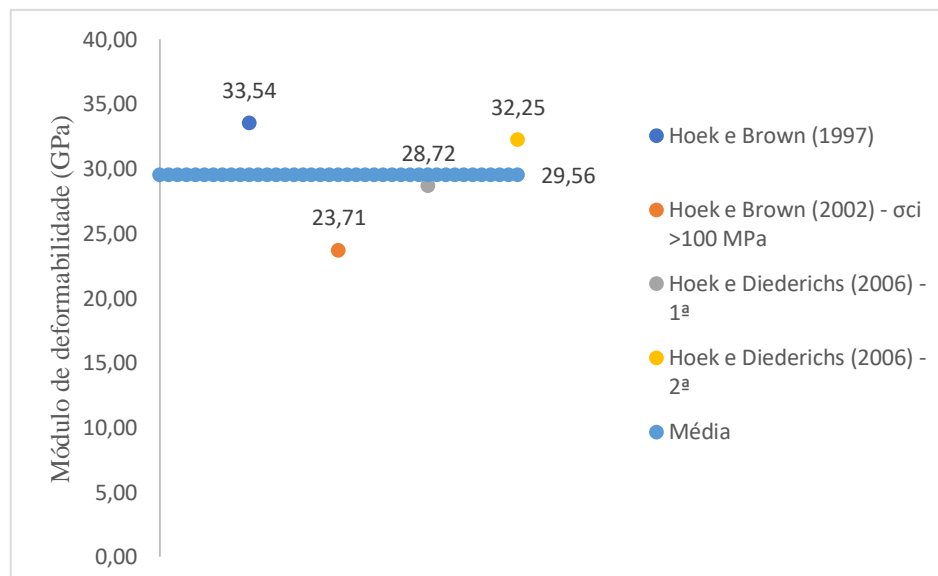


Figura 4.4 – Disposição dos módulos de deformabilidades pelo GSI em relação à média

Os valores dos módulos de deformabilidades calculados a partir das correlações com base no Q (Figura 4.3) e no GSI (Figura 4.4) representaram muito bem, segundo Vallejo (2011), a deformabilidade de um maciço rochoso de gnaiss, uma vez que todos os valores obtidos estão presentes no intervalo 16,7 - 75,5 GPa (Quadro 3.3) conforme Vallejo (2011).

Importante citar que os valores dos módulos de deformabilidades são diferentes devido os parâmetros utilizados para as suas obtenções. O valor máximo foi obtido por uma correlação envolvendo o RQD e tem valor igual a 103,95 GPa. Já o valor mínimo foi obtido por meio do RMR e tem valor de 16,89 GPa. Os parâmetros GSI e Q forneceram valores variados, no entanto, o GSI obteve valores mais concentrados em torno da média, enquanto o Q obteve alguns out-liers em relação à média.

De posse de todos esses módulos de deformabilidade, utilizaram-se os mesmos para modelar o maciço da barragem na situação in situ, a qual encontra-se apenas o maciço da fundação da barragem, construção final, a qual encontra-se a barragem em CCR construída sobre o maciço rochoso, e operação da barragem, a qual a barragem em CCR encontra-se operando com água no seu nível de projeto (57 metros de altura à montante e 10 metros de altura à jusante), conforme os desenhos apresentados nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7, respectivamente. Com relação às condições de fronteiras, impossibilitaram-se os deslocamentos em x e y na fronteira inferior e nas fronteiras laterais impossibilitou-se apenas o deslocamento em x, uma vez que os pontos em análise estão na superfície superior do maciço rochoso em estudo.

Com essa modelagem objetivou-se obter resultados como: tensão normal efetiva σ_{XX}/σ_{YY} , deslocamentos totais e deformação $\epsilon_{XX}/\epsilon_{YY}$.

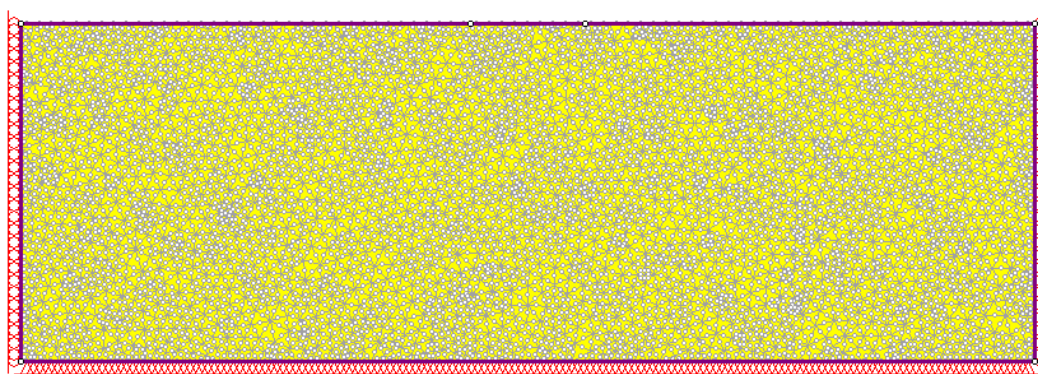


Figura 4.5– Maciço in Situ (RS2)

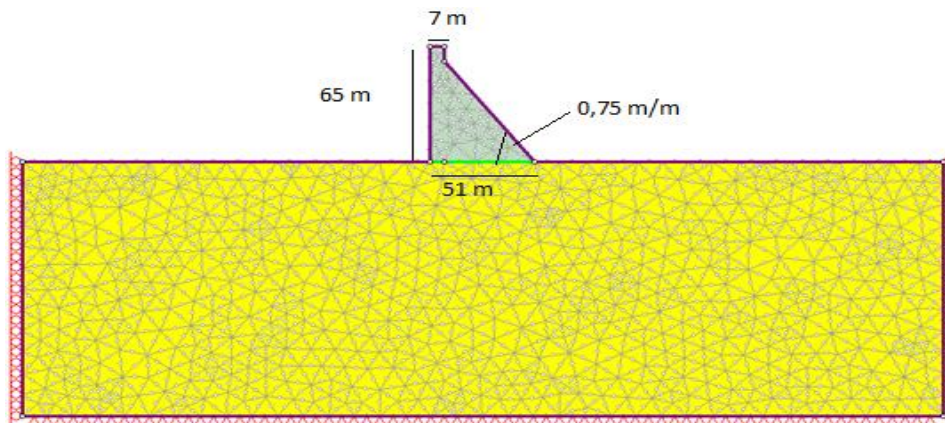


Figura 4.6 – Maciço com barragem construída (RS2)

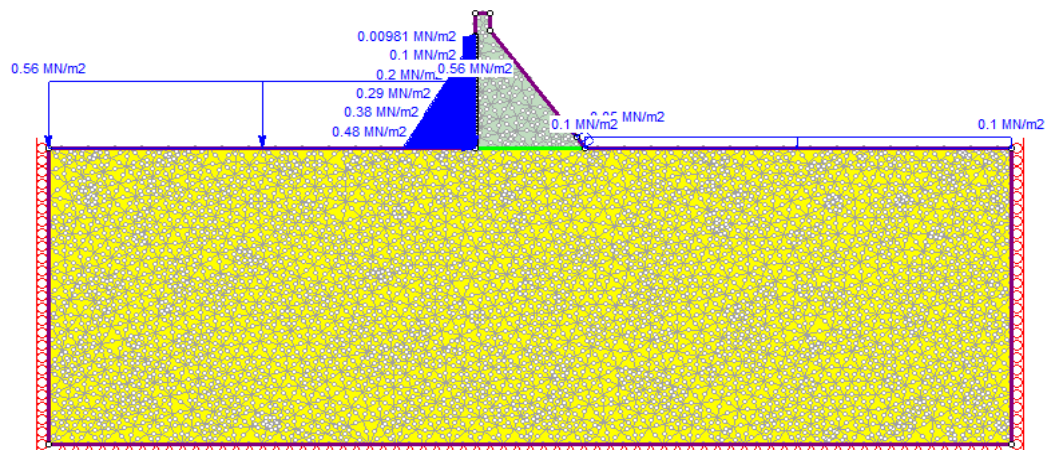


Figura 4.7 – Maciço com barragem em pleno armazenamento (RS2)

4.2.1.1 Situação in situ

Nessa situação, embora tenha-se variados os valores de módulos de deformabilidade, o resultado foi igual para todas as correlações.

Optou-se por modelar a barragem no RS2 considerando a influência da água em forma de carregamento distribuído na situação de operação do reservatório. Além disso, considerou-se o material CCR (Concreto Compactado a Rolo) bastante rígido com módulo de deformabilidade igual a $2,0 \cdot 10^6$ MPa, mesmo sabendo que o módulo real do concreto equivaleria a mil vezes menor a esse valor. Posto isso, implementou-se isso a fim de tornar o paramento central da barragem menos deformável que o maciço da fundação, de modo a situação crítica corresponder à rotura do maciço, o qual é o objeto de estudo. O desenho pode ser visualizado na Figura 4.7.

A Figura 4.8 é apenas exemplificativa dos pontos que serão utilizados na análise. Nos quadros que virão a posteriori, esses encontram-se de acordo com as coordenadas, sendo suas respectivas ordens da esquerda para a direita. Importante destacar que foi utilizado o K0 igual a 1 para essa e todas as análises que virão em seguida.

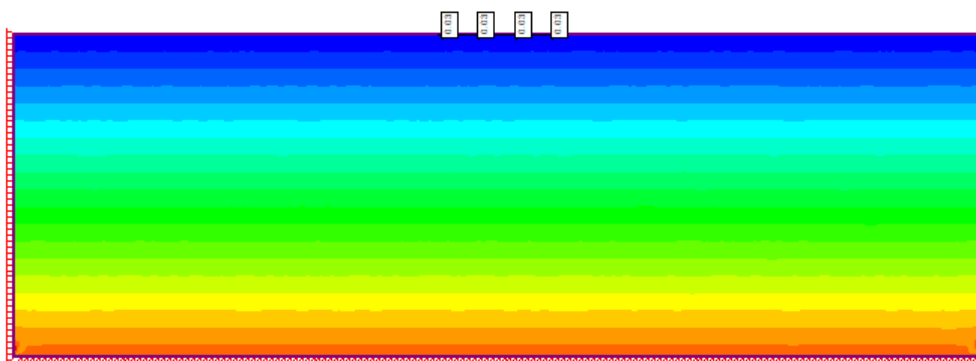


Figura 4.8 – Pontos utilizados na análise in situ (RS2)

Quadro 4-8 – Tensão efetiva σ_{xx} in Situ

Coordenadas (x;y)	Tensão Efetiva σ_{xx} (MPa)
49;0 (Montante)	0,03
66;0	0,03
83;0	0,03
100;0 (Jusante)	0,03

Quadro 4-9 – Tensão efetiva σ_{yy} in Situ

Coordenadas (x;y)	Tensão Efetiva σ_{yy} (MPa)
49;0 (Montante)	0,01
66;0	0,01
83;0	0,01
100;0 (Jusante)	0,01

Os valores de deslocamentos e deformações foram bastante pequenos, o que permite considerá-los nulos para efeito de análise. Isso ocorreu devido não existir qualquer esforço ou carregamento sobre o maciço fundação em estudo.

4.2.1.2 Situação de construção final e de operação

Abaixo encontram-se os resultados gerados por todas as correlações do módulo de elasticidade, sendo essas baseadas no RQD, RMR, Q e GSI. Os pontos (49;0) e (100;0) dizem respeito à montante e jusante, respectivamente. Os outros dois pontos são pontos intermediários entre montante e jusante. Todos os resultados obtidos da modelagem referente as três fases de análise

da barragem encontram-se no Anexo 3.

Em seguida, serão apresentados os valores relativos à variação da tensão normal efetiva, sendo essa variação da fase in-situ para construção final e da fase de construção final para operação.

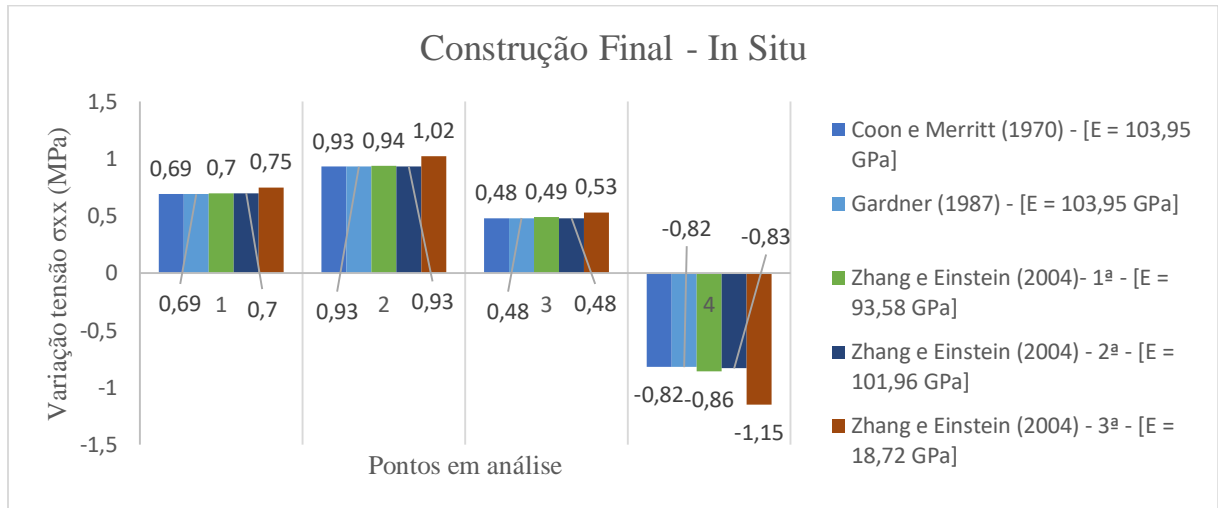


Figura 4.9 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → RQD

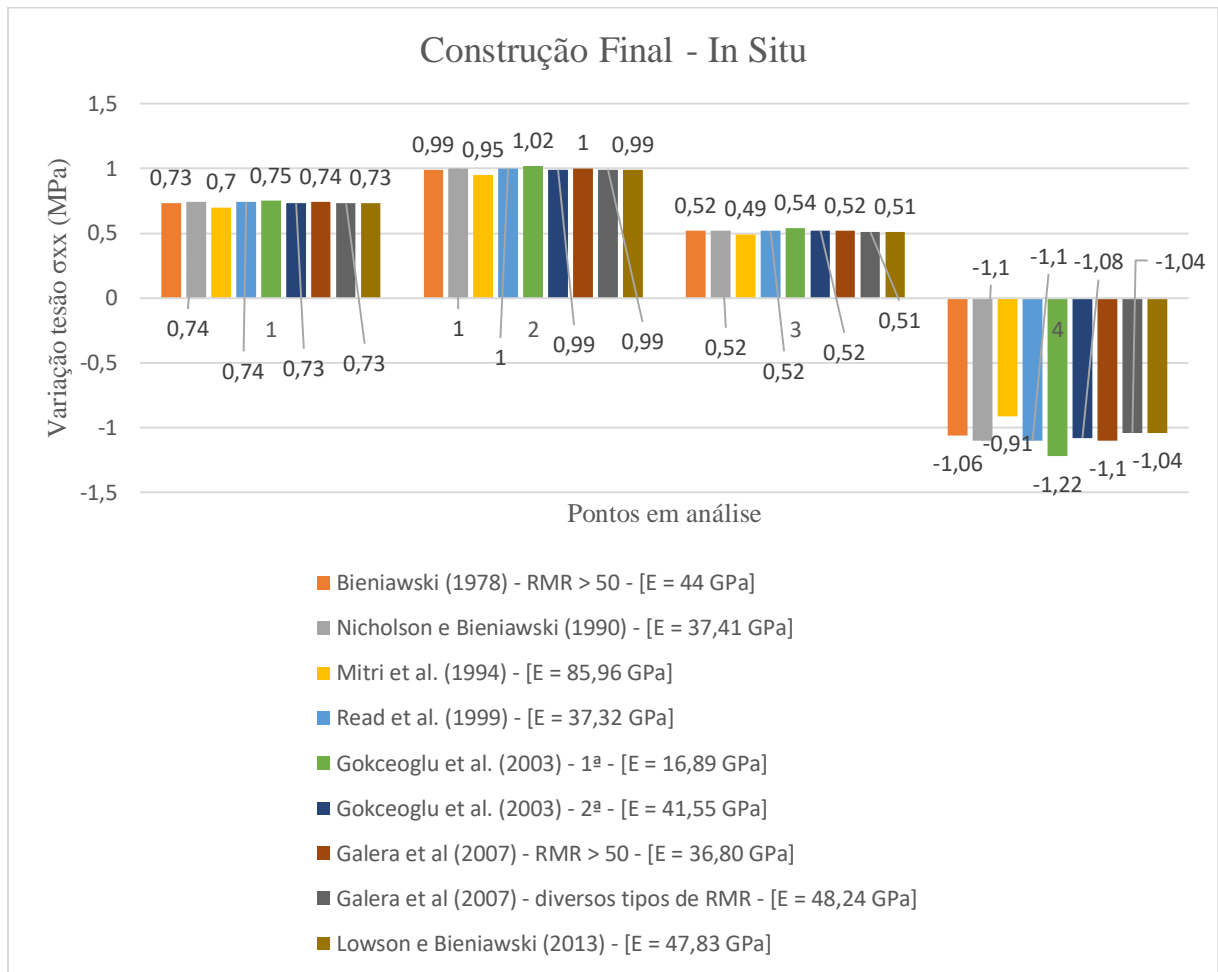


Figura 4.10 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → RMR

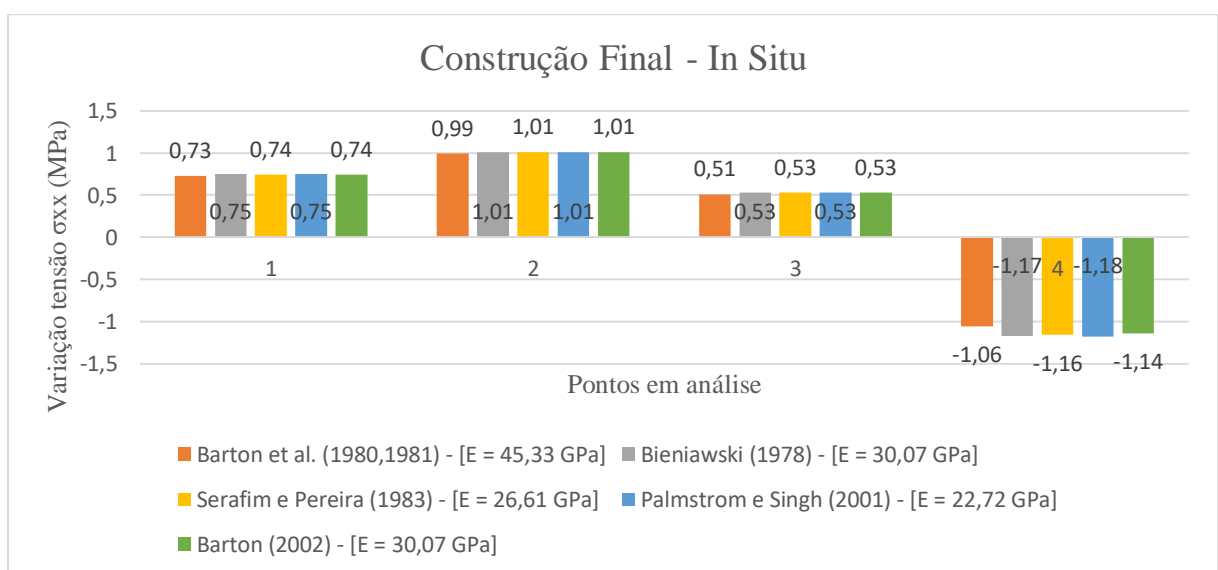


Figura 4.11 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → Q

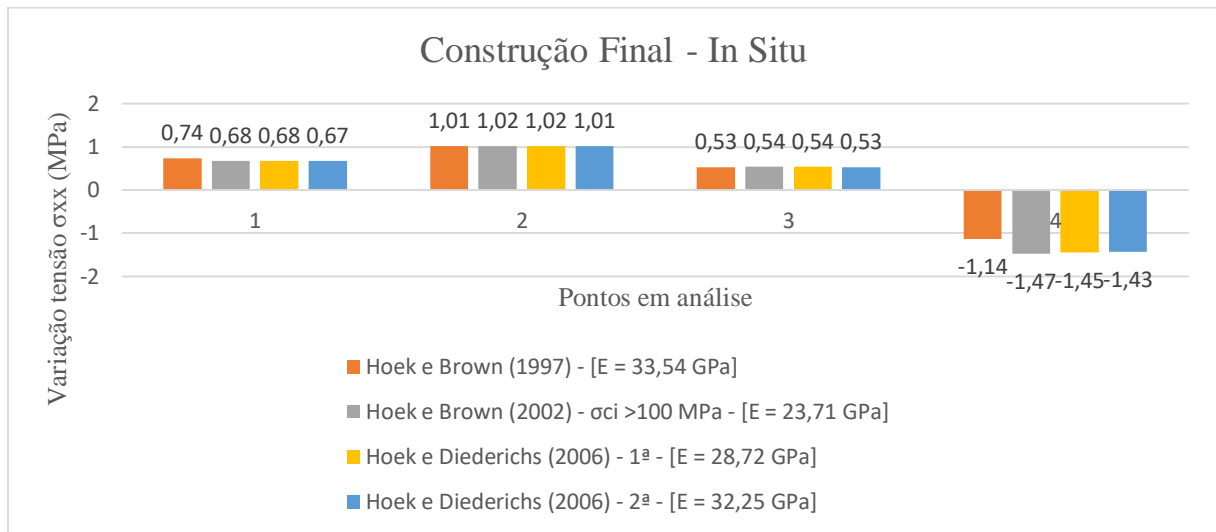


Figura 4.12 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Construção Final – In Situ → GSI

Os valores de variação da tensão efetiva σ_{xx} deram próximos se for comparar todos os valores obtidos pelas correlações e seu respectivo ponto. Observando as Figuras 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12, percebe-se que as maiores variações corresponderam ao ponto 2 e as menores variações corresponderam ao ponto 3. Uma conclusão que pode-se tirar é que variar o módulo de deformabilidade não implica em grandes variações na tensão efetiva σ_{xx} . Pode se concluir também que para variações mais bruscas do módulo de deformabilidade, maior é a variação da tensão normal efetiva nos pontos.

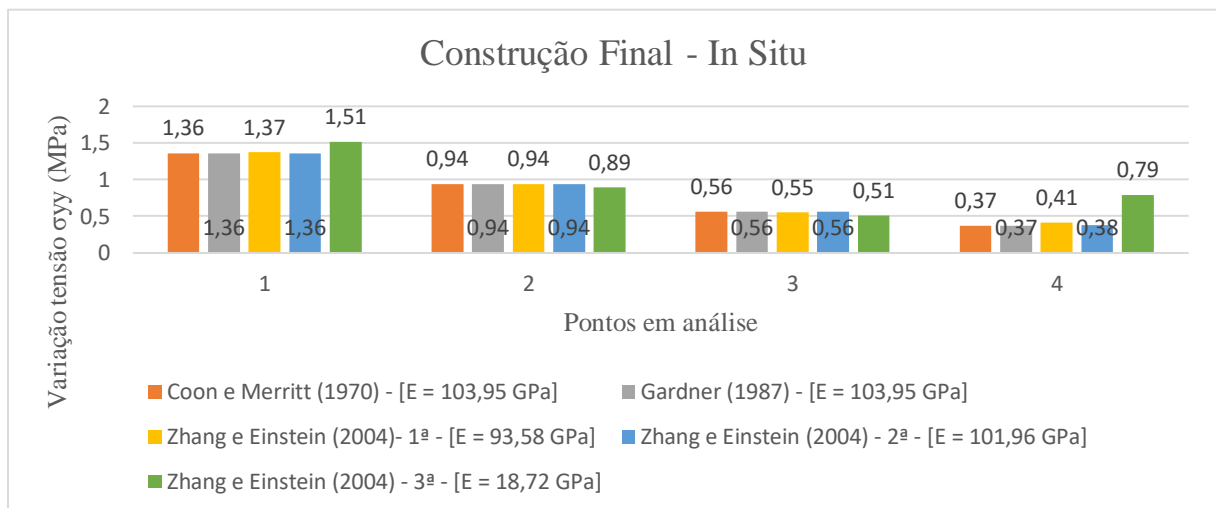


Figura 4.13 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Construção Final – In Situ → RQD

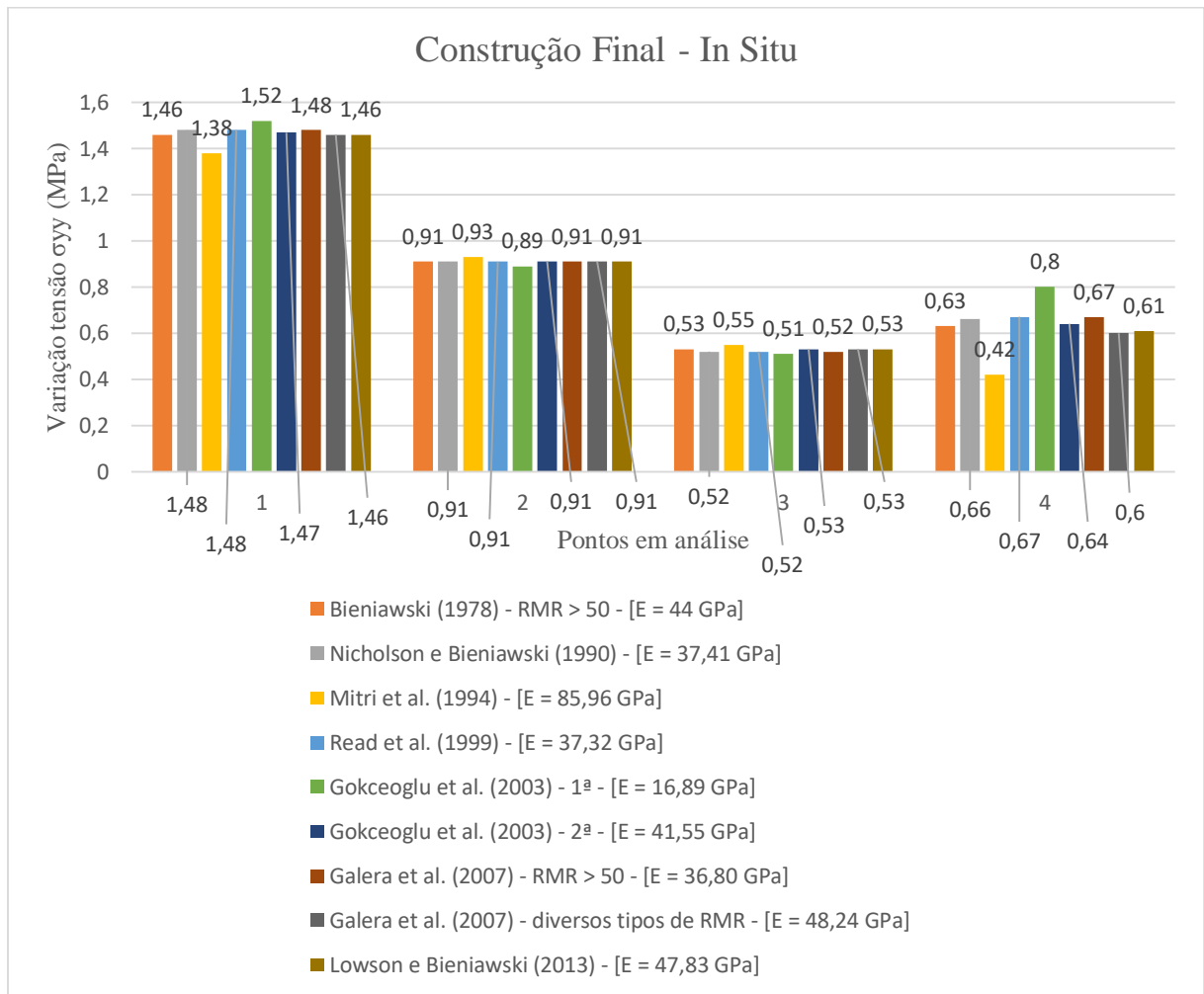


Figura 4.14 – Variação Tensão efetiva $\sigma_{yy} \rightarrow$ Construção Final – In Situ \rightarrow RMR

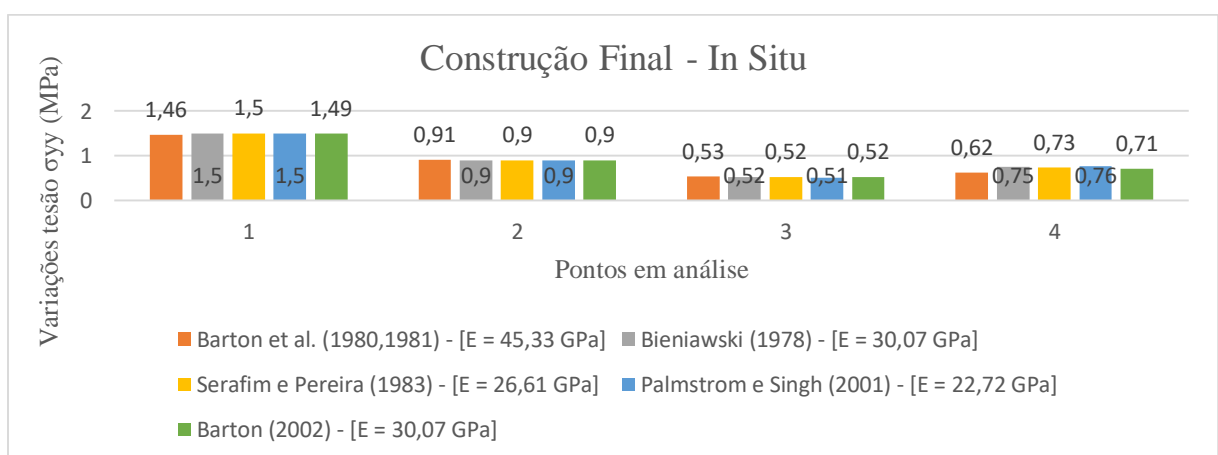


Figura 4.15 – Variação Tensão efetiva $\sigma_{yy} \rightarrow$ Construção Final – In Situ \rightarrow Q

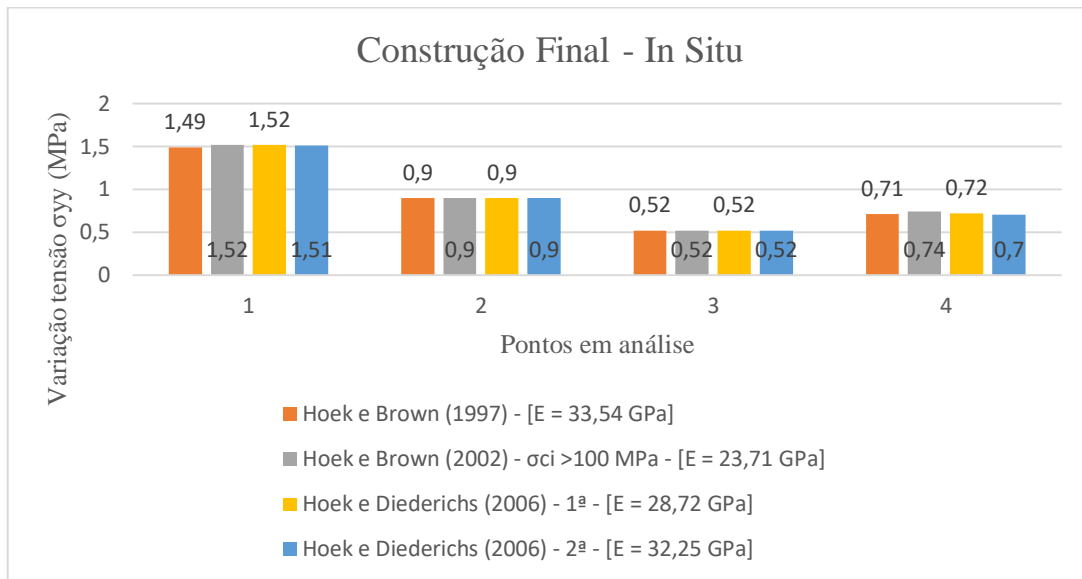


Figura 4.16 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Construção Final – In Situ → GSI

Os valores de variação da tensão efetiva σ_{yy} deram próximos se for comparar todos os valores obtidos pelas correlações e o seu respectivo ponto, semelhante ao que ocorreu com a variação da tensão efetiva σ_{xx} ao sair da fase in-situ e ir para fase de construção final. Atentando-se as Figuras 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16, percebe-se que as maiores variações corresponderam ao ponto 1 e as menores variações corresponderam ao ponto 3. Pode-se também ratificar o que foi concluído com as variações da tensão efetiva σ_{xx} : variar o módulo de deformabilidade não implica em variações significativas nos valores da tensão efetiva σ_{yy} e que para variações mais bruscas do módulo de deformabilidade, maior é a variação da tensão normal efetiva nos pontos.

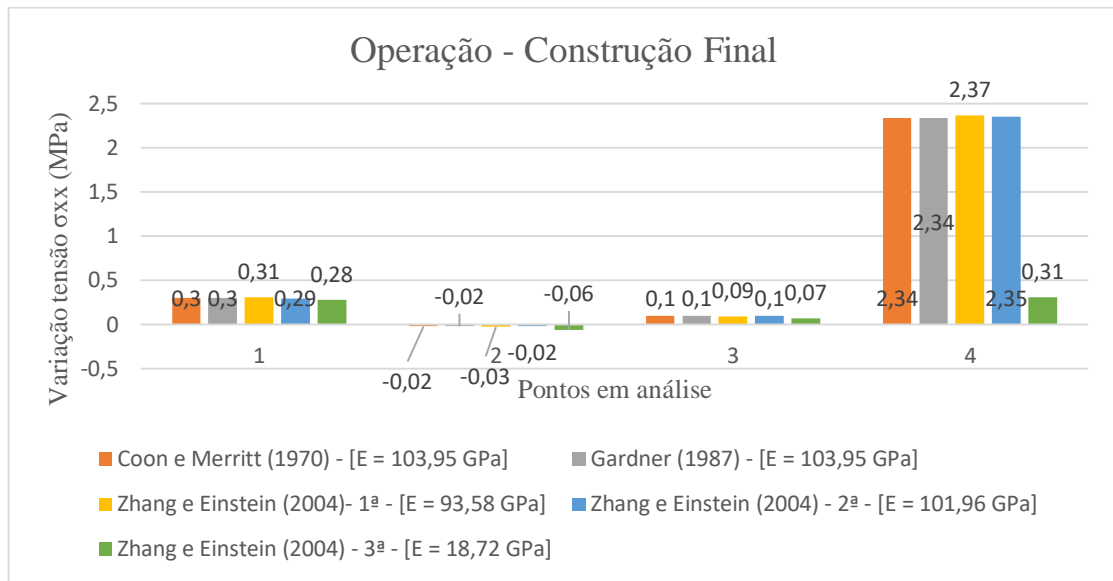


Figura 4.17 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação - Construção Final → RQD

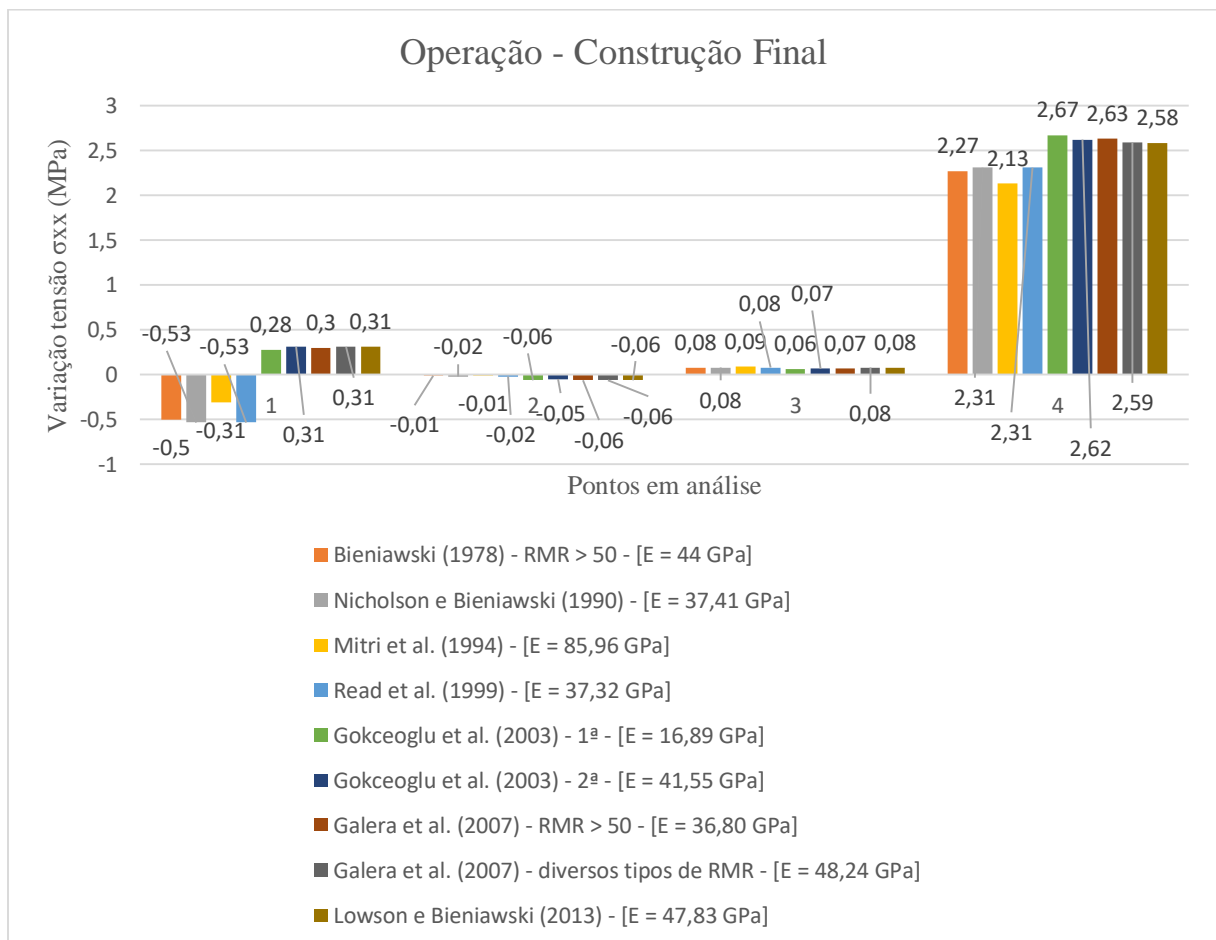


Figura 4.18 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação - Construção Final → RMR

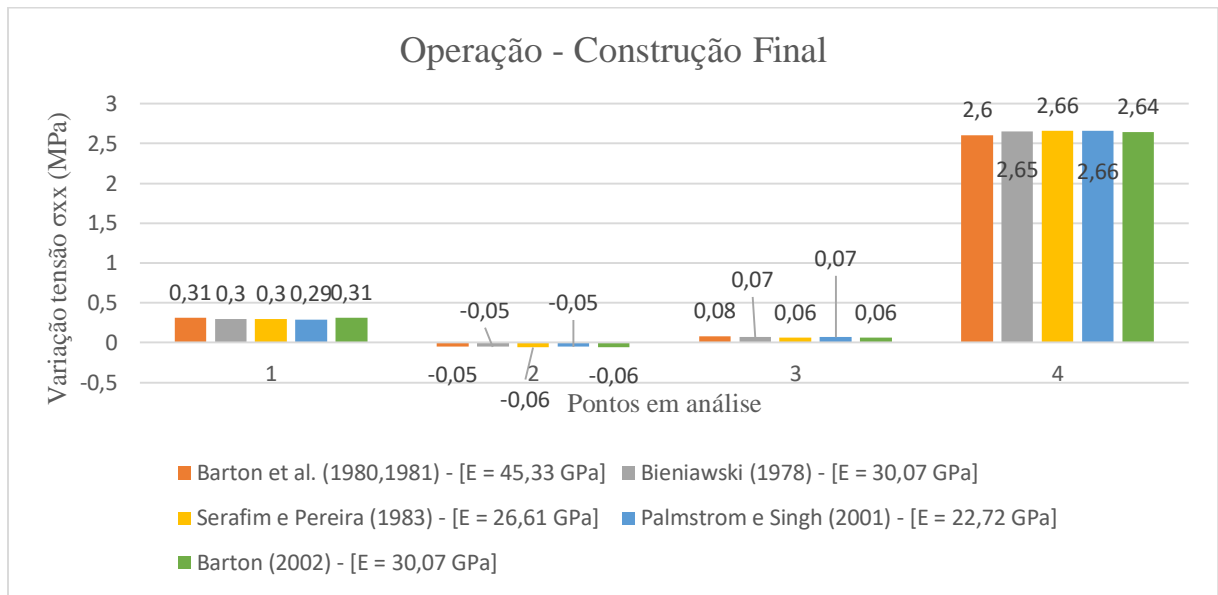


Figura 4.19 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação – Construção Final → Q

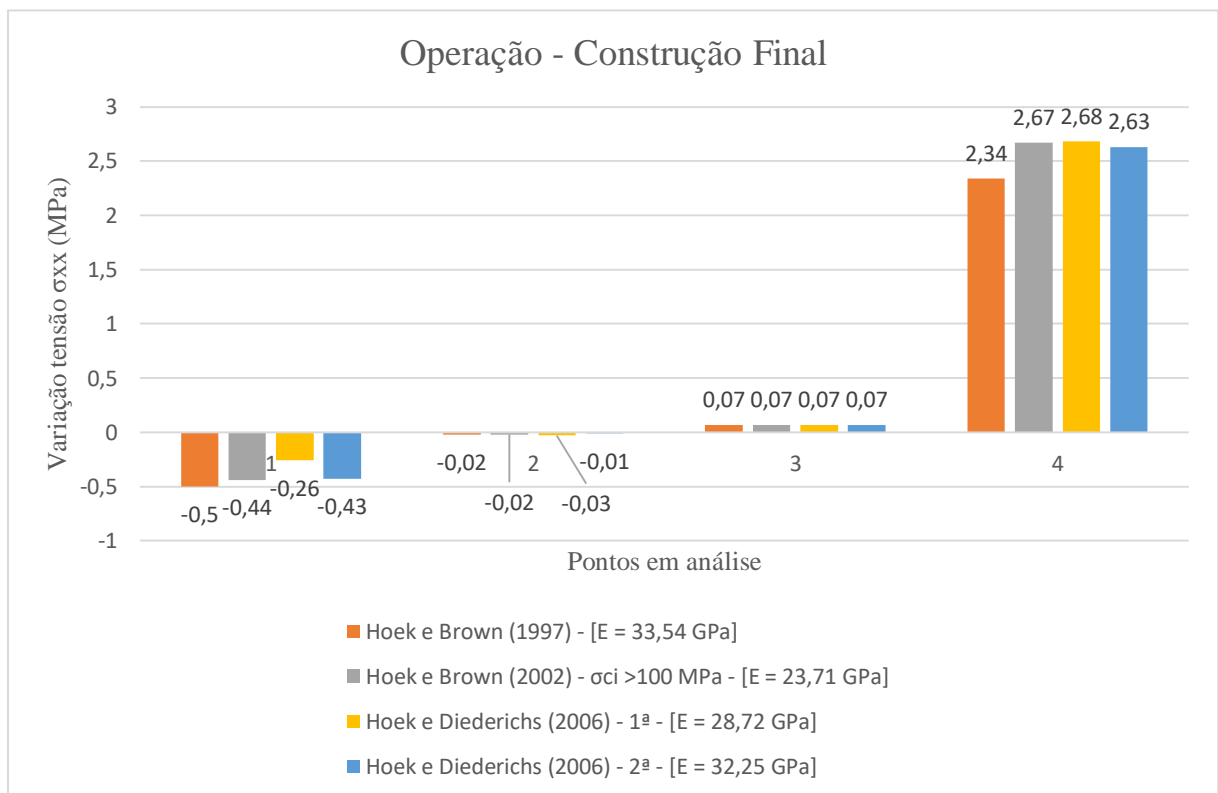


Figura 4.20 – Variação Tensão efetiva σ_{xx} → Operação – Construção Final → GSI

Verificando o exposto nas Figuras 4.17, 4.18, 4.19 e 4.20, percebe-se que as variações da tensão efetiva σ_{xx} da fase de construção final para a fase de operação deram menores que a variação da tensão efetiva σ_{xx} da fase in-situ para a fase de construção final nos pontos 1, 2 e 3, e maiores para o ponto 4, isso acontece devido o carregamento de água que contrabalança os esforços

devido ao peso próprio do concreto da barragem. Mais uma vez os valores de variação da tensão efetiva σ_{xx} deram próximos se for comparar todos os valores obtidos pelas correlações no seu respectivo ponto.

Com base nas figuras apresentadas anteriormente, percebe-se que as maiores variações corresponderam ao ponto 4 e as menores variações corresponderam ao ponto 3. Comparando-se os valores e os seus respectivos pontos, concluiu-se mais uma vez que variar o módulo de deformabilidade não implica em grandes variações na tensão efetiva σ_{xx} e que variações mais bruscas do módulo de deformabilidade, maior é a variação da tensão normal efetiva nos pontos.

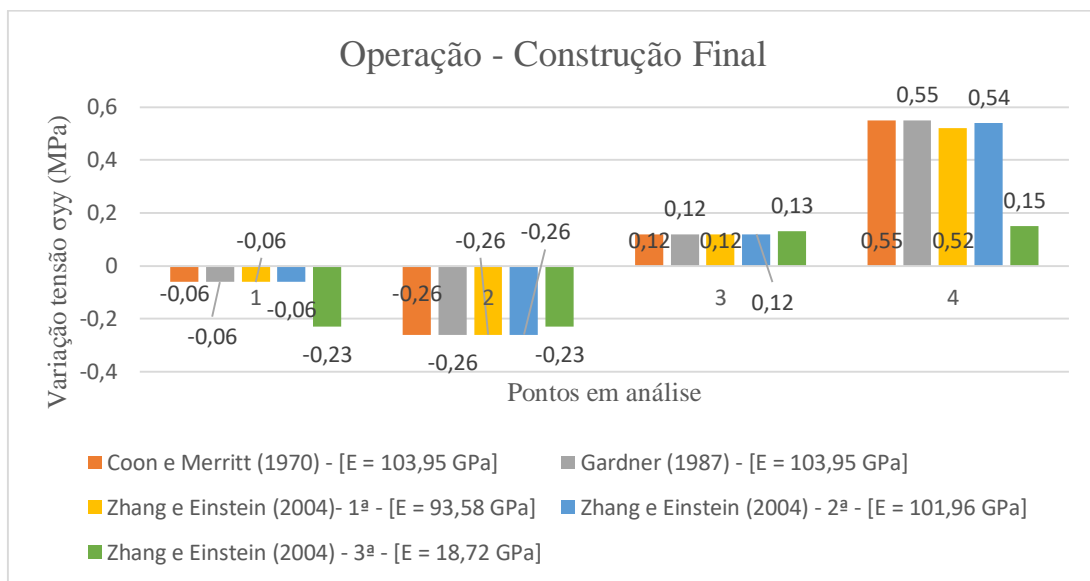


Figura 4.21 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → RQD

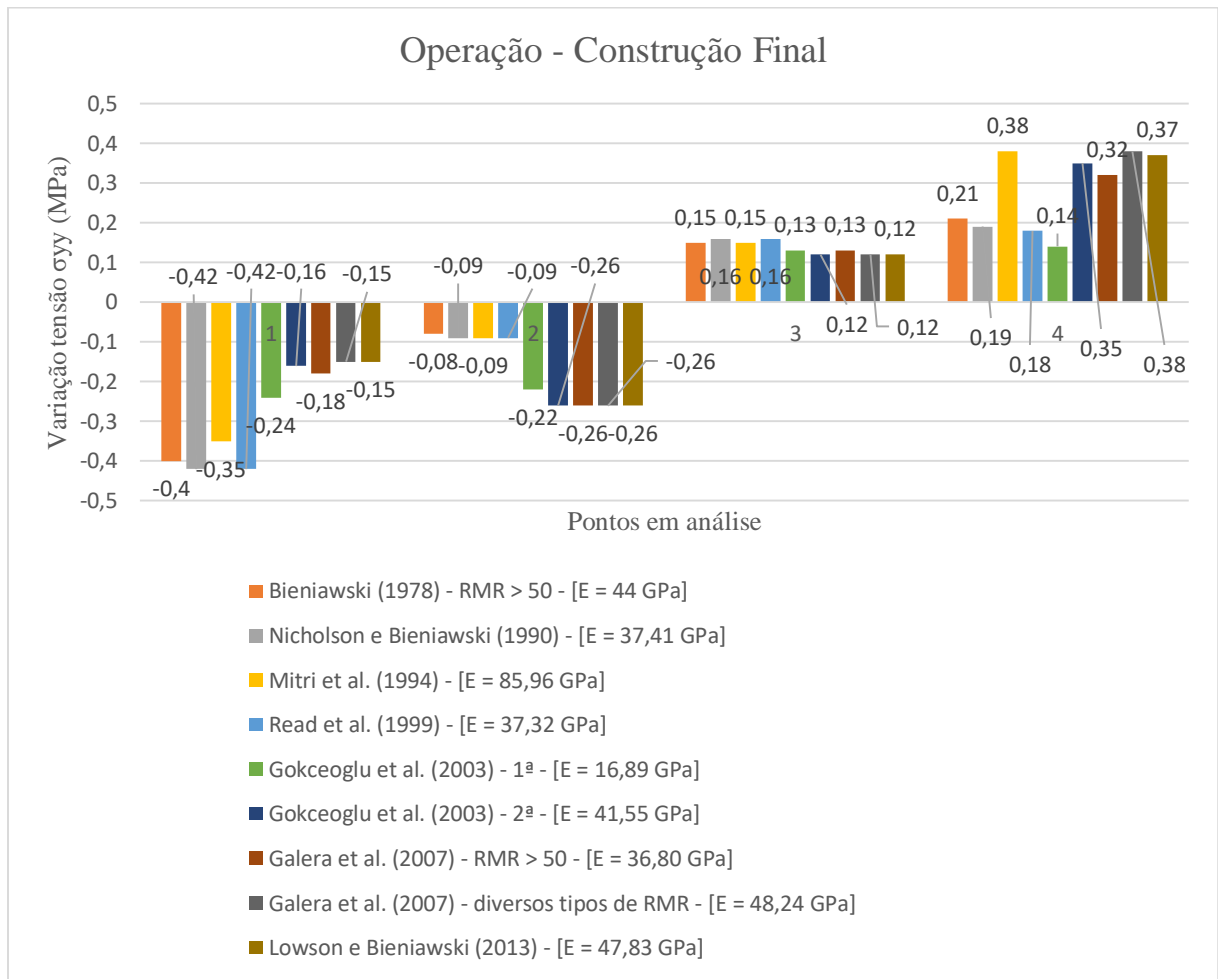


Figura 4.22 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → RMR

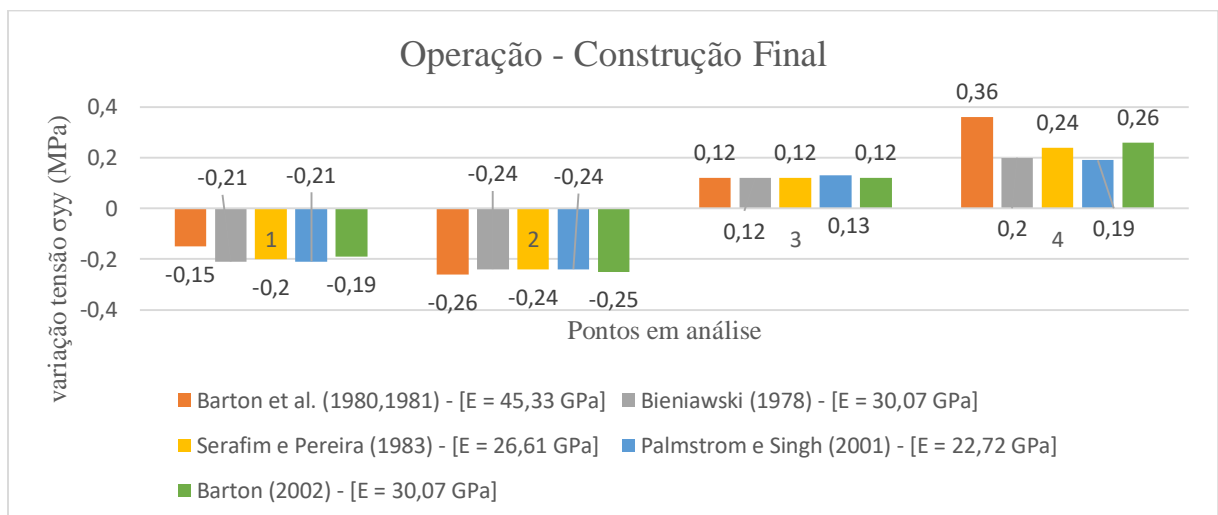


Figura 4.23 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → Q

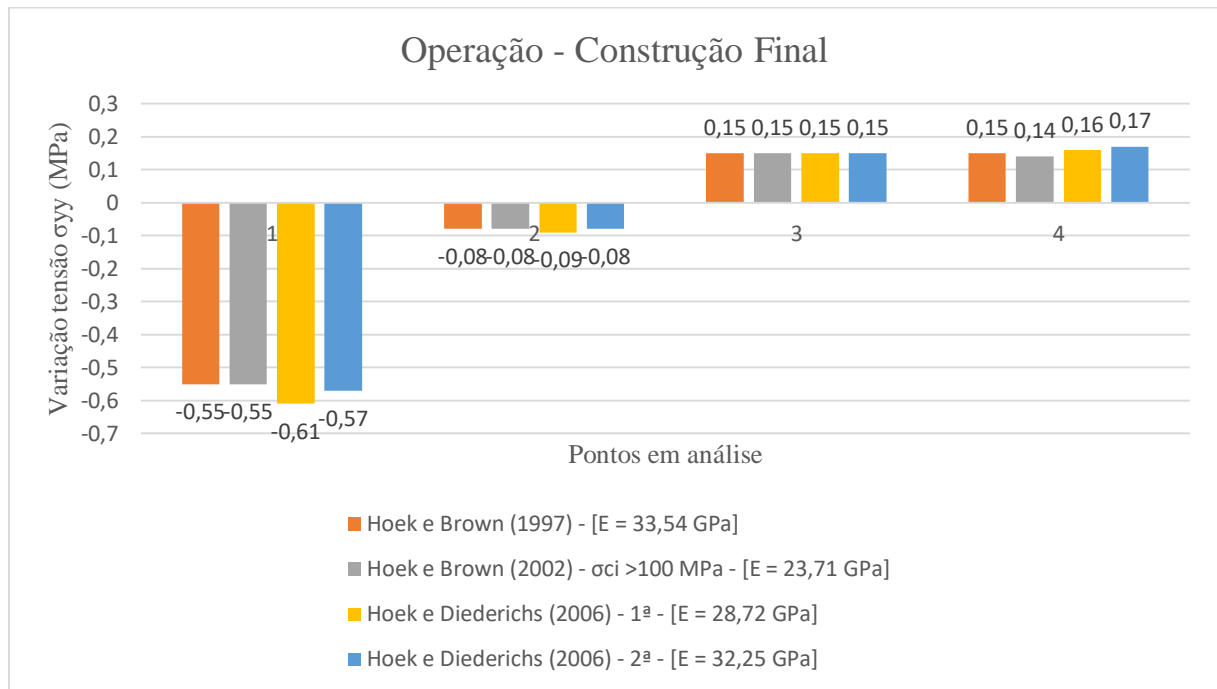


Figura 4.24 – Variação Tensão efetiva σ_{yy} → Operação – Construção Final → GSI

As Figuras 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24 mostram que as variações da tensão efetiva σ_{xx} da fase de construção final para a fase de operação deram menores que a variação da tensão efetiva σ_{yy} da fase in-situ para a fase de construção final em todos os pontos, uma vez que o carregamento de água que compensa os esforços devido ao peso próprio do concreto da barragem. Como observado antes, os valores de variação da tensão efetiva σ_{yy} deram próximos ao se comparar os valores obtidos pelas correlações em seu respectivo ponto.

Ainda com relação às figuras apresentadas, percebe-se que as maiores variações corresponderam ao ponto 1 e as menores variações corresponderam ao ponto 2. Comparando-se os valores e seus respectivos pontos, ratificou-se mais uma vez que a variação do módulo de deformabilidade não gera grandes variações na tensão efetiva σ_{yy} e que para variações mais bruscas do módulo de deformabilidade, maior é a variação da tensão normal efetiva nos pontos.

Importante destacar que houve um aumento de tensão σ_{xx} ao passar da fase de Construção Final para a fase de Operação e uma diminuição da tensão σ_{yy} na mesma transição de estágios.

Constatou-se também que as variações de tensões σ_{yy} foram superiores às variações de tensões σ_{xx} . A maior dentre as variações corresponderam a um valor obtido pela correlação do GSI e a menor dentre os valores corresponderam a um valor obtido por uma correlação RQD.

Em seguida, serão apresentados os valores relativos à variação dos deslocamentos, sendo essa variação da fase in-situ para construção final e da fase de construção final para operação.

Escolheram-se os resultados relativos ao maior e ao menor módulo de deformabilidade obtido em relação ao conjunto de correlações de cada parâmetro geomecânico, a fim de se observar como se portava o módulo com relação aos valores extremos.

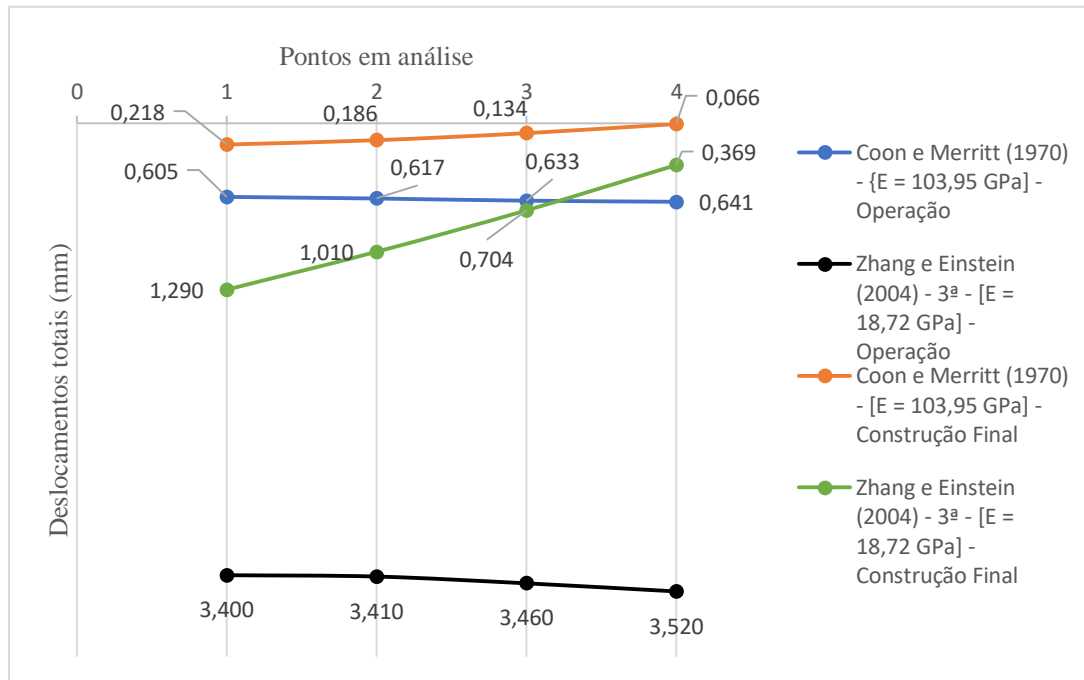


Figura 4.25 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → RQD

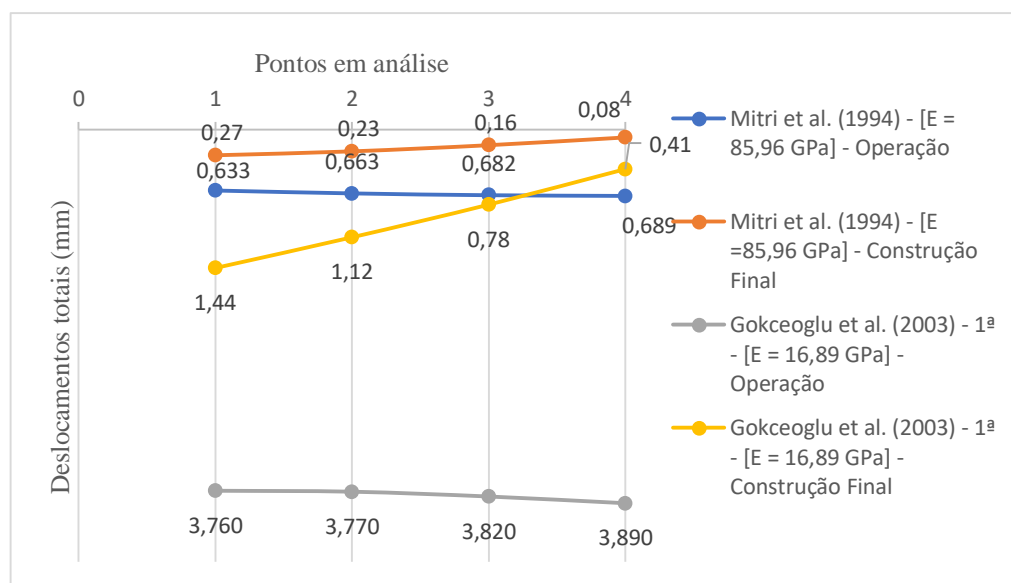


Figura 4.26 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → RMR

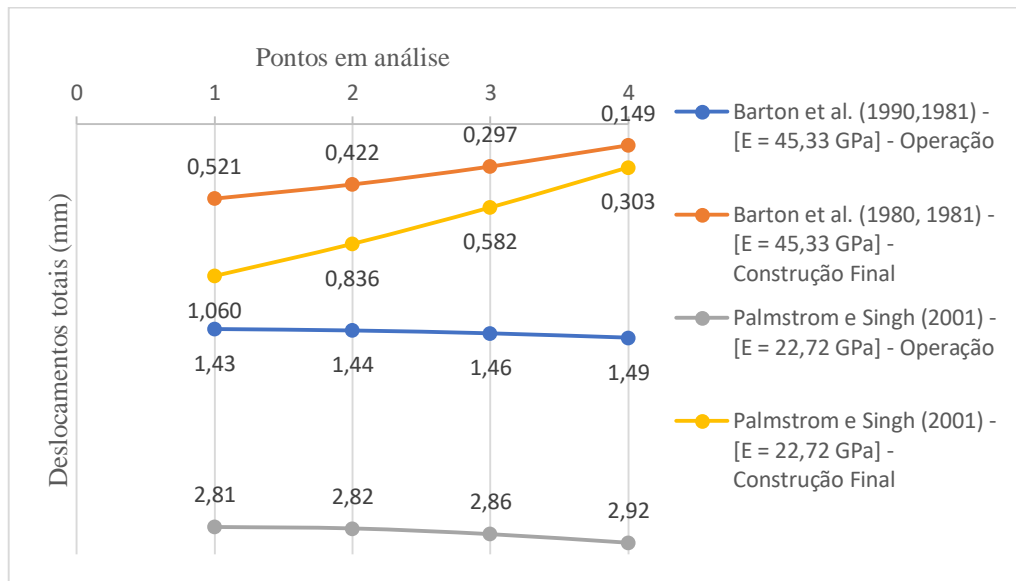


Figura 4.27 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → Q

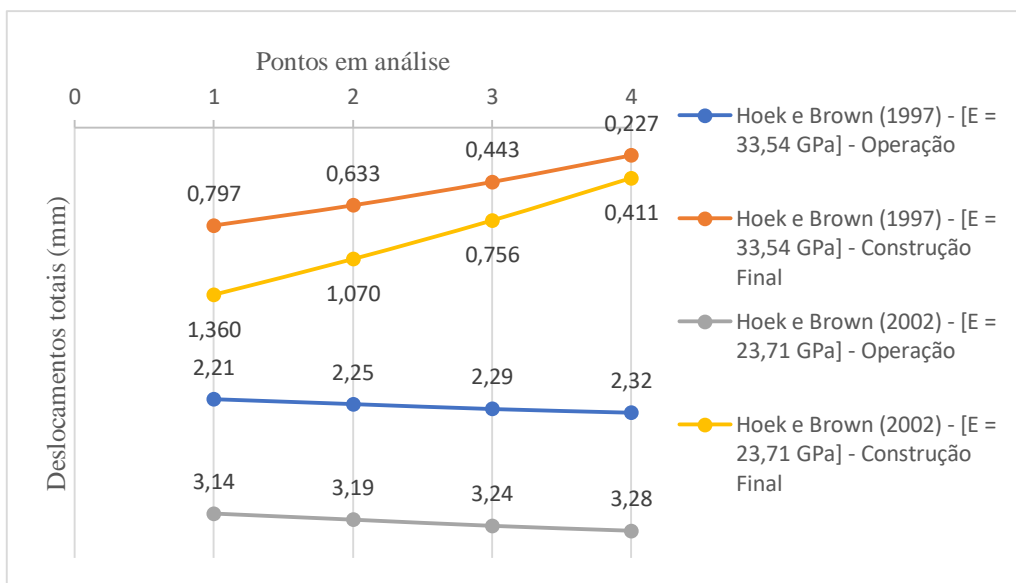


Figura 4.28 – Deslocamentos totais → Operação e Construção Final → GSI

Observando as Figuras 4.25, 4.26, 4.27 e 4.28, notou-se um aumento dos deslocamentos ao passar do estágio de construção final para o estágio de operação. Percebe-se que quanto maior o módulo de deformabilidade, menores foram os deslocamentos e maiores foram as variações dos deslocamentos em cada ponto, sendo essa última consequência justificada pela distância entre as linhas, formadas pelos pontos, relativas à fase de operação e à fase de construção final.

Na fase de construção final, os maiores deslocamentos aconteceram no ponto 1 e os menores no ponto 4. A linha formada pelos pontos do deslocamento da fase de construção final

assemelha-se a uma reta decrescente. Já na fase de operação, os maiores deslocamentos aconteceram no ponto 4 e os menores no ponto 1, acontecendo uma inversão em relação à fase de construção final devido à presença da água à montante e à jusante da barragem. A linha formada pelos pontos do deslocamento da fase de operação assemelha-se a uma reta horizontal.

Vale destacar que existe uma relação inversa entre a deformabilidade e os deslocamentos, tendo o módulo de deformabilidade uma grande influência em relação aos deslocamentos do maciço da fundação da barragem.

Em seguida, serão apresentados os valores relativos à variação da deformação xx e yy, sendo essa variação da fase in-situ para construção final e da fase de construção final para operação. Escolheram-se os resultados relativos ao maior e ao menor módulo de deformabilidade obtido em relação a todas as correlações.

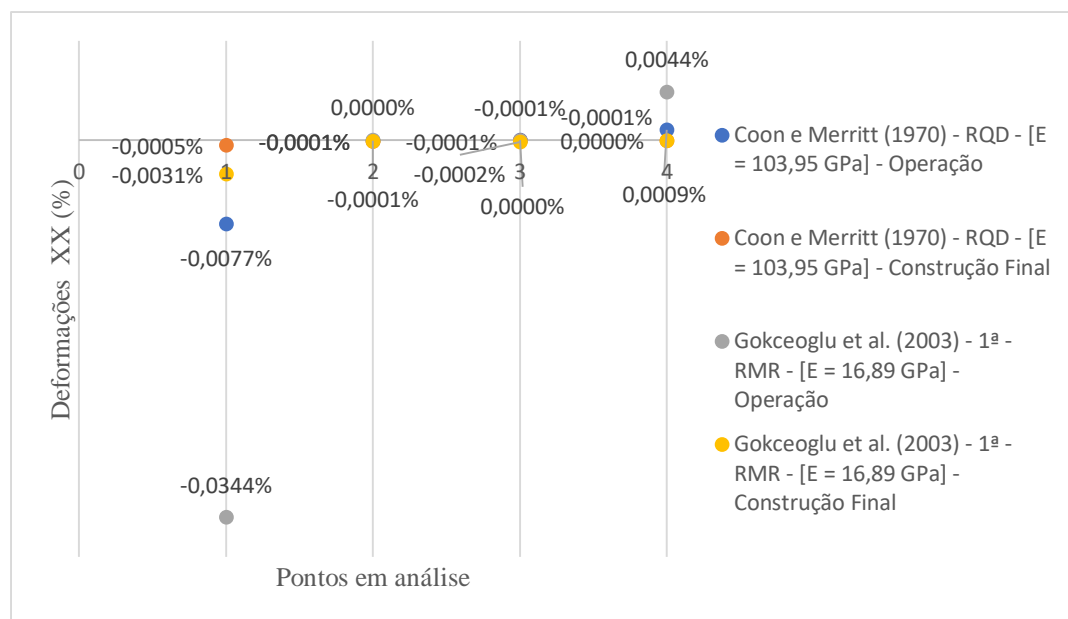


Figura 4.29 – Deformações xx → Operação e Construção Final

Com base na Figura 4.29, conclui-se que quanto maior o módulo de deformabilidade, menor é a deformação xx nos pontos localizados na base da barragem. Percebe-se que ocorreu um aumento das deformações xx ao passar do estágio de construção final para o estágio de operação.

Pode-se afirmar que um aumento do módulo de deformabilidade, não se podem tirar uma correlação entre as variáveis, visto que dependem do caso e do ponto em específico. Pode-se perceber que para variações bruscas do módulo de deformabilidade, existia-se uma variação

maior dessas deformações. Na fase de construção final, as maiores deformações yy aconteceram no ponto 1 e as menores no ponto 3.

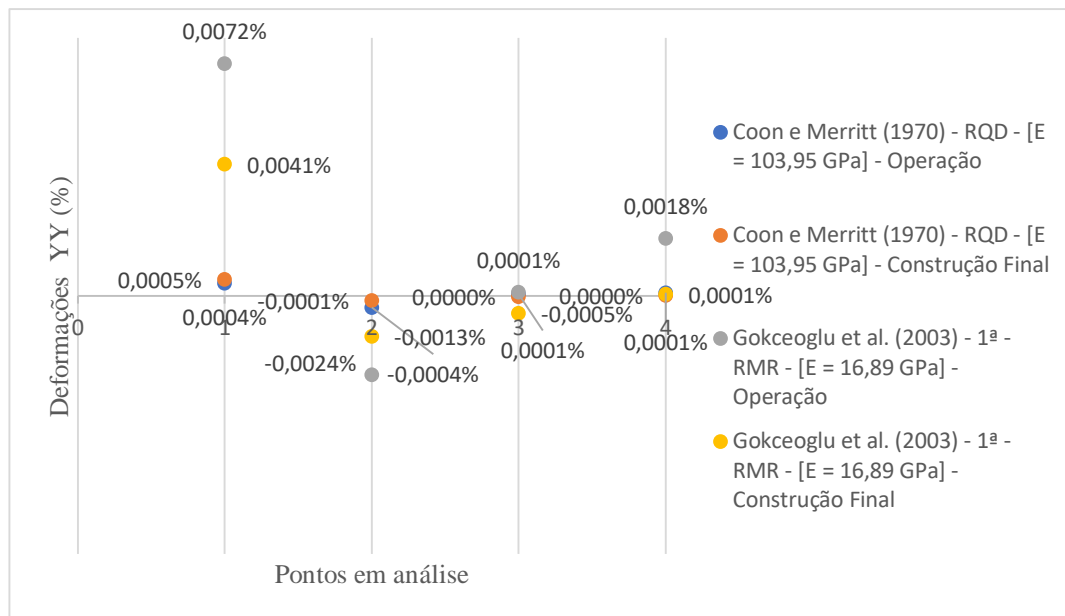


Figura 4.30 – Deformações yy → Operação e Construção Final

Analisando a Figura 4.30, entende-se que quanto maior o módulo de deformabilidade, menor é a deformação yy nos pontos localizados na base da barragem, ratificando o que aconteceu com a deformação xx. Percebe-se que ocorreu um aumento das deformações yy ao passar do estágio de construção final para o estágio de operação igualmente a deformação xx.

Notou-se que com um aumento do módulo de deformabilidade, não se podem tirar uma correlação entre as variáveis, visto que dependem do caso e do ponto em específico. Pode-se perceber que para variações bruscas do módulo de deformabilidade, existia-se uma variação maior dessas deformações. Na fase de construção final, as maiores deformações yy aconteceram no ponto 1 e as menores no ponto 4. Já na fase de operação, as maiores deformações yy aconteceram no ponto 1 e as menores no ponto 3.

Importante citar que existe não existe uma relação inversa entre a rigidez e a deformação, uma vez que o módulo de deformabilidade não tem uma significativa influência em relação às deformações do maciço da fundação da barragem.

4.3 Comparando solução por elementos finitos x solução elástica

Foi escolhido o resultado referente a uma correlação para a tensão σ_{yy} efetiva, a fim de comparar com os valores obtidos pela solução elástica (Anexo 5). Para comparação nos estágios de construção final e operação, optou-se pelas tensões obtidas para o menor valor de módulo de deformabilidade entre todos calculados anteriormente.

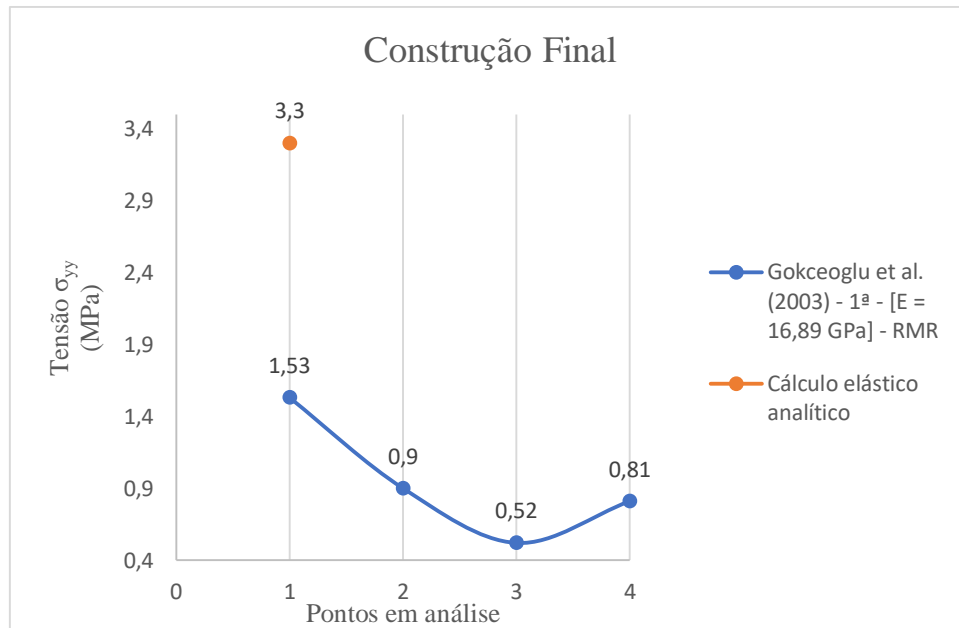


Figura 4.31 – Comparação modelagem no RS2 x cálculo elástico → tensão σ_{yy} efetiva → Construção Final

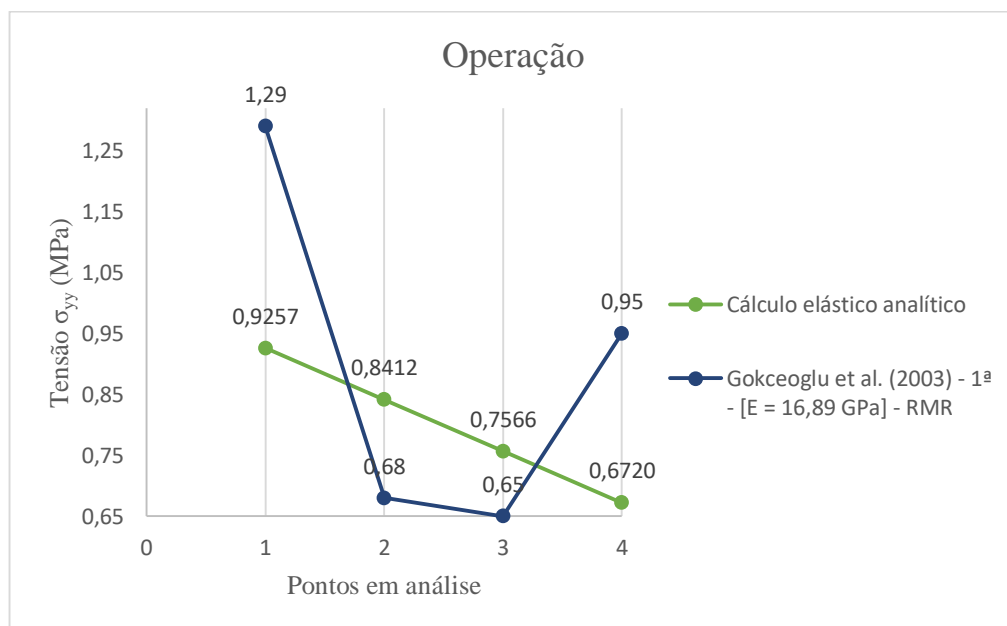


Figura 4.32 – Comparação modelagem no RS2 x cálculo elástico → tensão σ_{yy} efetiva → Operação

Assim como os resultados obtidos no RS2, as tensões σ_{yy} na fase de construção final tiveram valores maiores que as obtidas na fase de operação. Os resultados da solução elástica analítica para situação de operação comportaram-se formando uma reta inclinada descendente. Já os resultados por elementos finitos de ambas as fases comportaram-se semelhante a uma parábola de concavidade virada para cima.

Observando a comparação envolvendo a fase de construção final (Figura 4.31), conclui-se que a solução elástica teve resultados superiores no ponto 1, uma vez que não foi possível a comparação nos demais pontos, pois encontram-se tracionados. Com relação à comparação envolvendo a fase de operação (Figura 4.32), nota-se que a solução elástica teve resultados superiores nos pontos 2 e 3. As soluções não se igualaram em ponto algum. A maior diferença entre os resultados aconteceu no ponto 1.

Importante citar que ao realizar a transição entre os estágios em análise, a diferença entre os resultados da solução por elementos finitos e da solução elástica aumentaram. Também vale destacar que ambas as soluções não convergiram para resultados iguais devido à análise no RS2 ter sido realizada com modelo elasto-plástico e, sendo a solução analítica um reflexo do modelo elástico. Outro fato que pode ter contribuído para as soluções não convergirem é que as tensões no cálculo elástico analítico encontram-se fora do terço médio da fundação, o que resultou em somente um valor positivo na situação de construção final.

4.4 Redução dos parâmetros de resistência por Hoek-Brown no RS2

Para se fazer essa análise foi necessário definir alguns parâmetros para inserir no software RS2 (Quadro 4.10).

Quadro 4-10 – Parâmetros para modelagem no RS2

Parâmetros para modelagem	
GSI	65
γ (KN/m ³)	28
m_i	28
D	0
MR	525
α_i (MPa)	200
E_i (MPa)	105000

Os valores de m_i , MR, γ e α_i foram retirados da biblioteca do RS2.

Os valores dos fatores de resistência por Hoek-Brown generalizado foram calculados automaticamente pelo RS2 ao inserir-se resistência à compressão de rocha intacta (σ_{ci}), fator

de perturbação (D) e constante da rocha (mi) (Figura 4.33, 4.34, 4.35 e 4.36).

mb:	<input type="text" value="8.022"/>
s:	<input type="text" value="0.0204681"/>
a:	<input type="text" value="0.5020"/>

Figura 4.33 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 65 (RS2)

mb:	<input type="text" value="9.591"/>
s:	<input type="text" value="0.0356740"/>
a:	<input type="text" value="0.5014"/>

Figura 4.34 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 70 (RS2)

mb:	<input type="text" value="11.466"/>
s:	<input type="text" value="0.0621765"/>
a:	<input type="text" value="0.5009"/>

Figura 4.35 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 75 (RS2)

mb:	<input type="text" value="14.206"/>
s:	<input type="text" value="0.1211033"/>
a:	<input type="text" value="0.5005"/>

Figura 4.36 – Parâmetros de resistência por Hoek Brown → GSI = 81 (RS2)

O valor do GSI foi calculado anteriormente, sendo adotado o valor menor do intervalo estimado, ou seja, o valor de 65.

O fator D foi considerado igual a zero, haja vista não se tratar de escavação na obra em análise.

O valor do módulo de deformabilidade de rocha intacta (E_i) foi calculado conforme automaticamente pelo programa (Equação 2.44).

Ao se concluir o processamento do programa de elementos finitos, teve-se como resultado o valor de SRF igual a 17,7, o que significa que a barragem está fora de perigo, uma vez que esse parâmetro, apesar de possuir uma metodologia de cálculo diferente, tem significado semelhante ao fator de segurança.

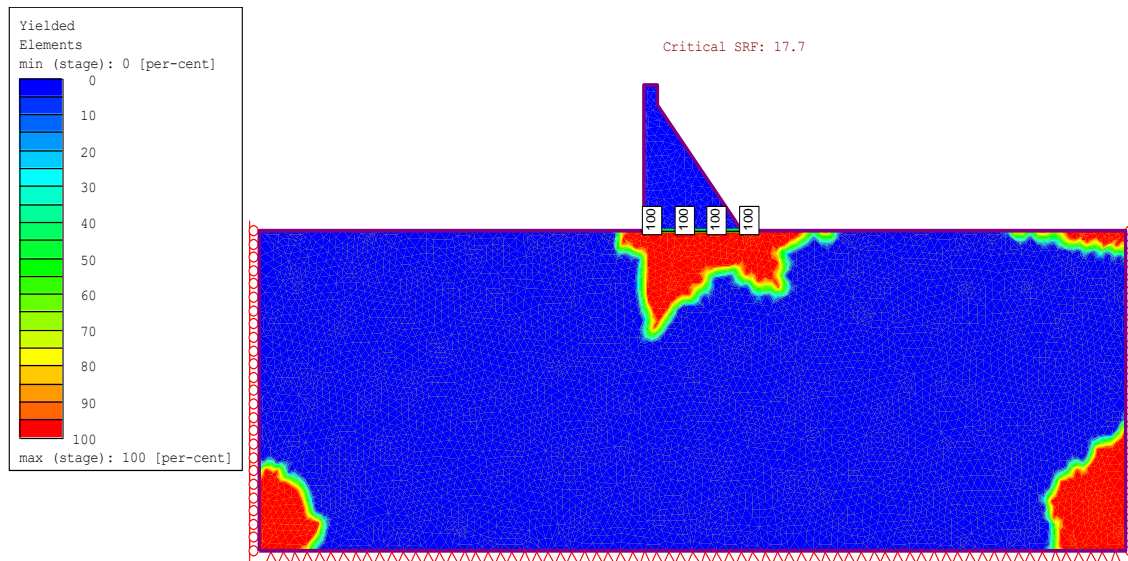


Figura 4.37 – Elementos plastificados → GSI = 65 (RS2)

A Figura 4.37 mostra que a região crítica do maciço em termos dos elementos plastificados, na situação de operação, encontra-se na região sob a barragem, alargando-se um pouco para jusante da barragem.

Nas Figuras 4.38, 4.39 e 4.40, procedeu-se da mesma forma para os valores de GSI presentes no intervalo calculado na seção 4.1, aos quais são iguais à 70, 75 e 81, respectivamente.

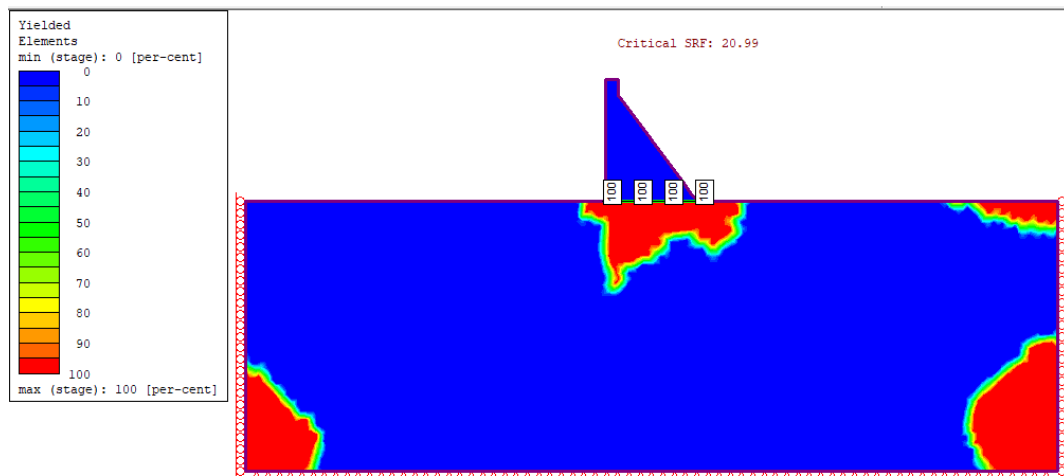


Figura 4.38 – Elementos plastificados → GSI = 70 (RS2)

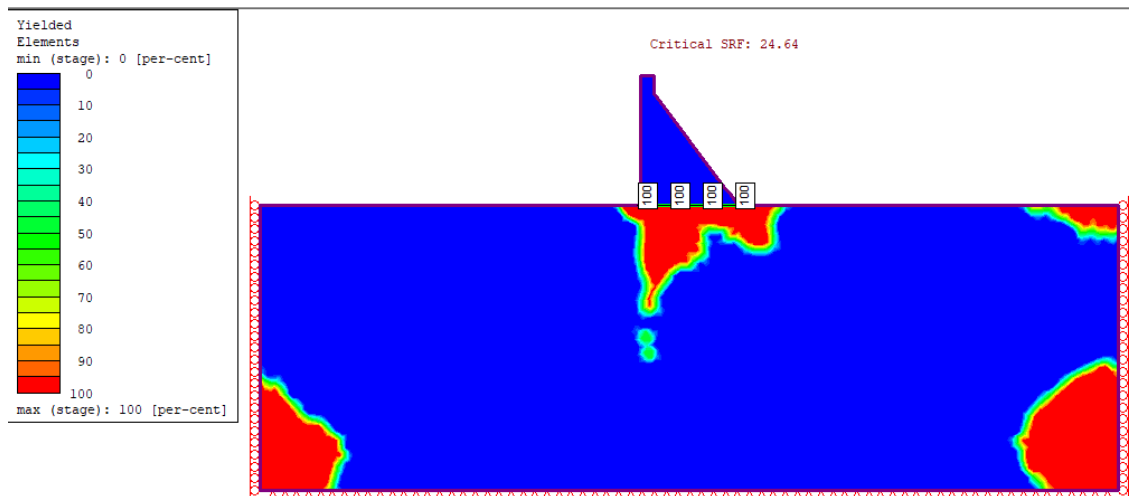


Figura 4.39 – Elementos plastificados → GSI = 75 (RS2)

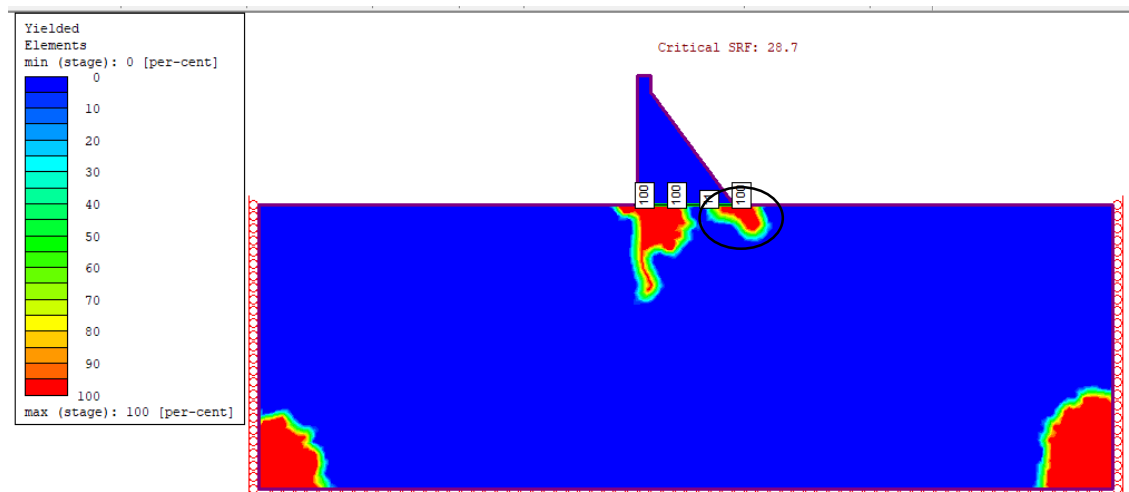


Figura 4.40 – Elementos plastificados → GSI = 81 (RS2)

Constata-se que à medida que o valor do GSI aumenta, o valor de SRF (Fator de Redução de Força Crítica) também aumenta, o que é justificado pela existência de um maciço de fundação mais resistente. Concomitante a isso, observou-se também uma diminuição da zona plastificada na base da barragem, de fato para GSI igual a 81 a zona plastificada está confinada à zona de contato da barragem com a fundação, nomeadamente nas zonas a montante e jusante.

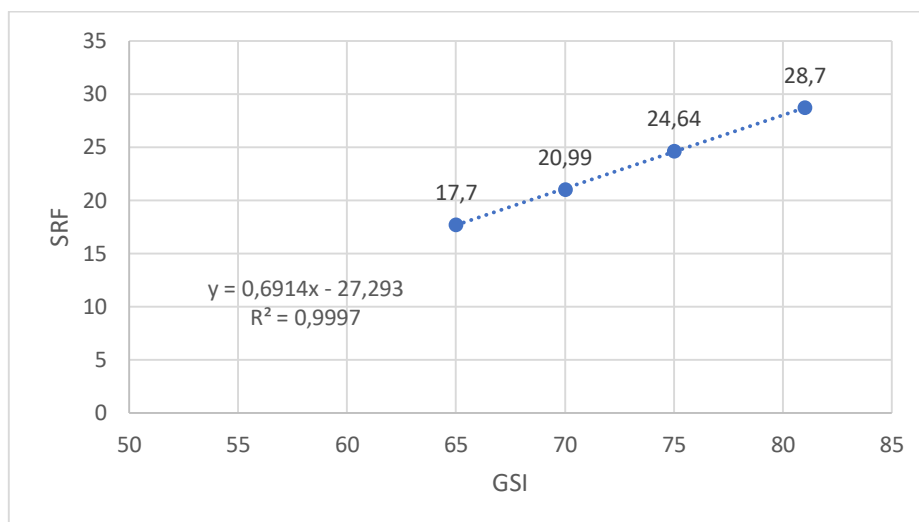


Figura 4.41 – Linha de tendência entre os SRFs

Na Figura 4.41 consegue-se perceber que à medida que o GSI aumenta, tem-se um aumento linear no valor do SRF e com um índice de correlação igual à 0,9997, o que mostra que essas duas variáveis estão intimamente relacionadas entre si. Refere-se que a regressão linear só é válida entre 65 e 81.

Assim como o SRF, também foram obtidos resultados relativos a tensões, deslocamentos e deformações. Os pontos analisados encontram-se identificados anteriormente (Figura 4.8).

Quadro 4-11 – Tensões → GSI = 65

GSI		65
Coordenadas (x;y)	Tensão Efetiva σ_{xx} (MPa)	Tensão Efetiva σ_{yy} (MPa)
49;0 (Montante)	0,56	0,65
66;0	0,95	0,95
83;0	0,82	0,82
100;0 (Jusante)	0,63	0,53

Quadro 4-12 – Deslocamentos totais → GSI = 65

GSI	65
Coordenadas (x;y)	Deslocamento Total (mm)
49;0 (Montante)	3,54
66;0	3,46
83;0	3,39
100;0 (Jusante)	3,32

Quadro 4-13 – Deformações → GSI = 65

GSI		65
Coordenadas (x;y)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)
49;0 (Montante)	-0,0241%	0,0234%
66;0	-0,0008%	0,0007%
83;0	-0,0001%	0,0005%
100;0 (Jusante)	0,0057%	-0,0051%

Quadro 4-14 – Tensões → GSI = 70

GSI		70
Coordenadas (x;y)	Tensão Efetiva σ_{xx} (MPa)	Tensão Efetiva σ_{yy} (MPa)
49;0 (Montante)	0,51	0,65
66;0	0,95	0,96
83;0	0,82	0,82
100;0 (Jusante)	0,66	0,53

Quadro 4-15 – Deslocamentos totais → GSI = 70

GSI	70
Coordenadas (x;y)	Deslocamento Total (mm)
49;0 (Montante)	2,60
66;0	2,56
83;0	2,51
100;0 (Jusante)	2,48

Quadro 4-16 – Deformações → GSI = 70

GSI		70
Coordenadas (x;y)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)
49;0 (Montante)	-0,0195%	-0,0187%
66;0	-0,0006%	0,0004%
83;0	-0,0001%	0,0004%
100;0 (Jusante)	0,0050%	-0,0045%

Quadro 4-17 – Tensões → GSI = 75

GSI		75
Coordenadas (x;y)	Tensão Efetiva σ_{xx} (MPa)	Tensão Efetiva σ_{yy} (MPa)
49;0 (Montante)	0,49	0,70
66;0	0,97	0,98
83;0	0,78	0,87
100;0 (Jusante)	0,67	0,49

Quadro 4-18 – Deslocamentos totais → GSI = 75

GSI	75
Coordenadas (x;y)	Deslocamento Total (mm)
49;0 (Montante)	1,23
66;0	1,22
83;0	1,21
100;0 (Jusante)	1,19

Quadro 4-19 – Deformações → GSI = 75

GSI		75
Coordenadas (x;y)	Deformação xx	Deformação yy
49;0 (Montante)	-0,0078%	0,0071%
66;0	-0,0002%	0,00003%
83;0	-0,00003%	0,0003%
100;0 (Jusante)	0,0018%	-0,0013%

Quadro 4-20 – Tensões → GSI = 81

GSI		81
Coordenadas (x;y)	Tensão Efetiva σ_{xx} (MPa)	Tensão Efetiva σ_{yy} (MPa)
49;0 (Montante)	0,33	0,57
66;0	1	1,06
83;0	0,67	0,78
100;0 (Jusante)	0,73	0,62

Quadro 4-21 – Deslocamentos totais → GSI = 81

GSI	81
Coordenadas (x;y)	Deslocamento Total (mm)
49;0 (Montante)	0,72
66;0	0,74
83;0	0,75
100;0 (Jusante)	0,75

Quadro 4-22 – Deformações → GSI = 81

GSI		81
Coordenadas (x;y)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)
49;0 (Montante)	-0,0044%	0,0035%
66;0	-0,0001%	-0,0001%
83;0	-0,00003%	0,0001%
100;0 (Jusante)	0,0010%	-0,0005%

Analisando os Quadros 4.11, 4.14, 4.17 e 4.20, percebe-se que as tensões encontradas representaram valores baixos, visto a grandiosidade da obra e sua complexidade. As maiores tensões foram observadas nos pontos intermediários em análise, sendo a máxima igual a 1,06 MPa no ponto 2 para tensão efetiva σ_{yy} e 1,0 Mpa no ponto 2 para para tensão efetiva σ_{xx} . As menores tensões foram iguais a 0,49 MPa no ponto 1 para tensão efetiva σ_{yy} e 1,0 MPa no ponto 2 para para tensão efetiva σ_{xx} .

O deslocamento total máximo na base da barragem é igual a 3,54 mm e ocorre no ponto mais à montante (ponto 1) e o deslocamento total mínimo é igual a 0,72 mm e acontece no mesmo ponto (Quadros 4.12, 4.15, 4.18 e 4.21), o que ocorreu devido a discretização da malha, no entanto não se tem grandes variações entre os deslocamentos dos pontos. Esses resultados mostram a boa qualidade do maciço em análise, o qual tem um RQD de 100% na maior parte de sua extensão.

Os maiores valores das deformações ocorreram para o GSI de 65, sendo a maior deformação yy igual a 0,0234% (tração) no ponto 1 e a maior deformação xx igual a -0,0241% (compressão) no mesmo ponto. Os menores valores das deformações ocorreram para o GSI de 81, sendo a menor deformação yy igual a -0,0003% (compressão) no ponto 3 e a menor deformação xx igual a -0,00001% (compressão) no ponto 2 (Quadros 4.13, 4.16, 4.19 e 4.22). Todos os valores de deformação também foram pequenos, ratificando a qualidade do maciço fundação da barragem.

Observando todos esses resultados, pode-se concluir que à medida que o GSI aumenta, que corresponde a uma melhoria da qualidade do maciço rochoso, tem-se uma diminuição dos deslocamentos, das deformações e das tensões efetivas normais no maciço da fundação, embora alguns valores de tensão tenham demonstrado aumento com o aumento do GSI, o que ocorreu devido a forma como a malha de elementos finitos foi discretizada.

4.5 Análise de estabilidade em operação e inundação no CADAM

Para essa análise, utilizou-se o programa CADAM, a fim de determinar as tensões normais efetivas da barragem em operação habitual e inundação.

Essa análise só foi possível devido a alguns dados fornecidos pelo projeto de construção e dimensionamento da barragem, os quais podem ser visualizados nos Quadros 4.23.

Quadro 4-23 – Dados geometria da barragem

Geometria da Barragem			
Altura	H_t	68,00	m
Base maior	B	51,00	m
Base menor	b	7,00	m
Altura da drenagem	H_d	3,50	m
Posição do elemento de drenagem	x_d	6,50	m
Coefficiente efetivo de drenagem	E_d	0,33	-
Inclinação (Hor/Vert)	I	0,75	m/m

Fonte: DNOCS, 2004.

Quadro 4-24 – Dados operação da barragem

Condições de Operação			
Nível do reservatório em operação à montante	H_1	57,00	m
Nível do reservatório em inundação à montante	H_1	67,00	m
Nível do reservatório em operação à jusante	H_2	10,00	m
Nível do reservatório em operação à jusante	H_2	20,00	m
Nível camada de silte	H_s	14,00	m

Fonte: DNOCS, 2004.

Quadro 4-25 – Dados materiais da barragem

Parâmetros - Método Gravitacional			
Peso volúmico do betão	ρ_c	2352,00	kg/m ³
Peso volúmico da água	ρ_w	1000,00	kg/m ³
Peso volúmico do silte	ρ_s	1700,00	kg/m ³
Resistência à compressão do concreto	f_c'	9,00	MPa
Resistência à tração do concreto	f_t	0,54	MPa
Ângulo de atrito da fundação da barragem	φ	45,00	°
Coesão da fundação da barragem	c	0,60	MPa
Aceleração da gravidade	g	10,00	m/s ²
Ângulo de atrito do silte	φ_s	20,00	°
Peso volúmico submerso do silte	γ_{sub}	7,00	kN/m ³
Coefficiente de impulso ativo do silte	K_a	0,49	-

Fonte: DNOCS, 2004.

Com base nas informações dos Quadros 4.23, 4.24 e 4.25 e escolhendo se o critério da USBR, foi-se possível realizar a modelagem da Barragem do Castanhão (Figura 4.42). A escolha do critério USBR foi apenas para poder implementar a modelagem, uma vez que a sua opção não foi feita a título de comparação com os demais critérios presentes no CADAM, pois esse critério tem influência nas análises sísmicas, as quais não foram realizadas nessa pesquisa.

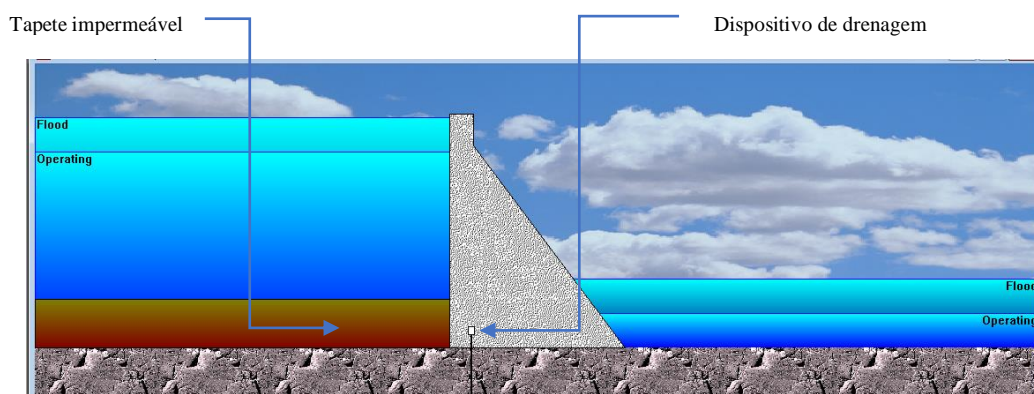


Figura 4.42 – Modelagem da barragem (CADAM)

Após o esquema, executou-se a análise e se obteve os seguintes resultados para ambas as situações estudadas.

Quadro 4-26 – Tensões efetivas → Operação → $E_d = 0,33$

Coefficiente Efetivo de Drenagem (E_d)	0,33
Situação Operação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,4317
Tensão Normal Jusante (MPa)	-0,6174
Tensão Corte Montante (MPa)	0,0000
Tensão Corte Jusante (MPa)	0,4631

Quadro 4-27 – Tensões efetivas → Inundação → $E_d = 0,33$

Coefficiente Efetivo da Drenagem (E_d)	0,33
Situação Inundação	
Tensão Normal Montante (MPa)	0,1044
Tensão Normal Jusante (MPa)	-1,0005
Tensão Corte Montante (MPa)	0,0000
Tensão Corte Jusante (MPa)	0,7504

Naturalmente, o aumento da altura de água no reservatório, correspondente à situação de inundação, induziu um aumento do momento fletor na base da fundação, repercutindo-se em alterações nas tensões normais e de corte atuantes na barragem. Assim, à montante, houve uma redução de 124% da tensão normal, passando de uma tensão de compressão para tração, o que do ponto de vista prático corresponde a uma levantamento da fundação. Como expectável, a jusante registaram-se acréscimos das tensões normais e de corte. Tanto a tensão normal como a tensão de corte aumentaram 62% em relação ao valor inicial.

Como a análise feita pelo programa baseia-se em equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos, pode-se concluir que o aumento de tensão normal à jusante deve-se a uma tendência da barragem rodar no sentido horário, devido ao aumento do nível da água à montante, o que também implicaria na diminuição da tensão normal à montante. Já o aumento de tensão de corte à jusante, deve-se a uma tendência da barragem ser empurrada de montante à jusante, mais uma vez devido ao fato do aumento do nível de água à montante.

Após modelar com as informações do projeto, optou-se por variar o coeficiente efetivo de drenagem do dreno (Figura 4.42), afim de observar se implicaria alguma mudança nas tensões na base da barragem à montante e à jusante, bem como o fator de segurança nas fases em análise.

Quadro 4-28 – Tensões efetivas → Operação → $E_d = 0,11$

Coeficiente Efetivo de Drenagem (E_d)	0,11
Situação Operação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,3502
Tensão Normal Jusante (MPa)	-0,6055
Tensão Cisalhante Montante (MPa)	0,0000
Tensão Cisalhante Jusante (MPa)	0,4541

Quadro 4-29 – Tensões efetivas → Inundação → $E_d = 0,11$

Eficiência da drenagem (E_d)	0,11
Situação Inundação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,1858
Tensão Normal Jusante (MPa)	0,9886
Tensão Cisalhante Montante (MPa)	0,0000
Tensão Cisalhante Jusante (MPa)	0,7415

Quadro 4-30 – Tensões efetivas → Operação → $E_d = 0,66$

Eficiência da drenagem (E_d)	0,66
Situação Operação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,5464
Tensão Normal Jusante (MPa)	-0,6368
Tensão Cisalhante Montante (MPa)	0,0000
Tensão Cisalhante Jusante (MPa)	0,4776

Quadro 4-31 – Tensões efetivas → Inundação → $E_d = 0,66$

Eficiência da drenagem (E_d)	0,66
Situação Inundação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,0284
Tensão Normal Jusante (MPa)	-1,0199
Tensão Cisalhante Montante (MPa)	0,0000
Tensão Cisalhante Jusante (MPa)	0,7649

Quadro 4-32 – Tensões efetivas → Operação → $E_d = 0,99$

Eficiência da drenagem (E_d)	0,99
Situação Operação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,6972
Tensão Normal Jusante (MPa)	-0,6562
Tensão Cisalhante Montante (MPa)	0,0000
Tensão Cisalhante Jusante (MPa)	0,4922

Quadro 4-33 – Tensões efetivas → Inundação → $E_d = 0,99$

Eficiência da drenagem (E_d)	0,99
Situação Inundação	
Tensão Normal Montante (MPa)	-0,1612
Tensão Normal Jusante (MPa)	-1,0393
Tensão Cisalhante Montante (MPa)	0,0000
Tensão Cisalhante Jusante (MPa)	0,7795

Os Quadros 4.28 a 4.33 mostram que as tensões normais e de corte a jusante na situação de operação, aumentaram ligeiramente com o aumento da eficiência. Já na situação de inundação, as tensões, tanto de corte como normal, a jusante aumentou e a tensão normal à montante teve seu valor mínimo para eficiência igual a 0,66, o que não permite estabelecer uma relação entre essa eficiência e esse valor mínimo de tensão normal.

Importante citar também, que em ambas as situações a barragem ($E_d = 0,33$) encontra-se projetada adequadamente, visto que o fator de segurança, o qual é calculado pelo método do derrube, para condição de operação deu igual a 1,6950 e para condição de inundação deu igual a 1,1206. A diminuição do fator de segurança decorre também do aumento do nível de água que modifica as condições de equilíbrio, sem colocar a barragem em uma condição crítica, a qual seria um fator de segurança menor que 1.

Pode-se perceber que a eficiência da drenagem é fundamental para a segurança da barragem, visto que contribui para um alívio das pressões neutras, induzindo o aumento do fator de segurança, como ilustrado no Quadro 4.34.

Quadro 4-34 – Demais fatores de segurança no CADAM

Ed	Fator de Segurança	
	Situação Operação	Situação Inundação
0,11	1,5441	1,0038
0,66	1,9409	1,3108
0,99	2,1867	1,5011

De posse desses fatores de segurança, comparou-se com os obtidos pelo cálculo manual (Anexo 4) pelo método do deslizamento para o estágio de operação (Figura 4.43) e de inundação (Figura 4.44).

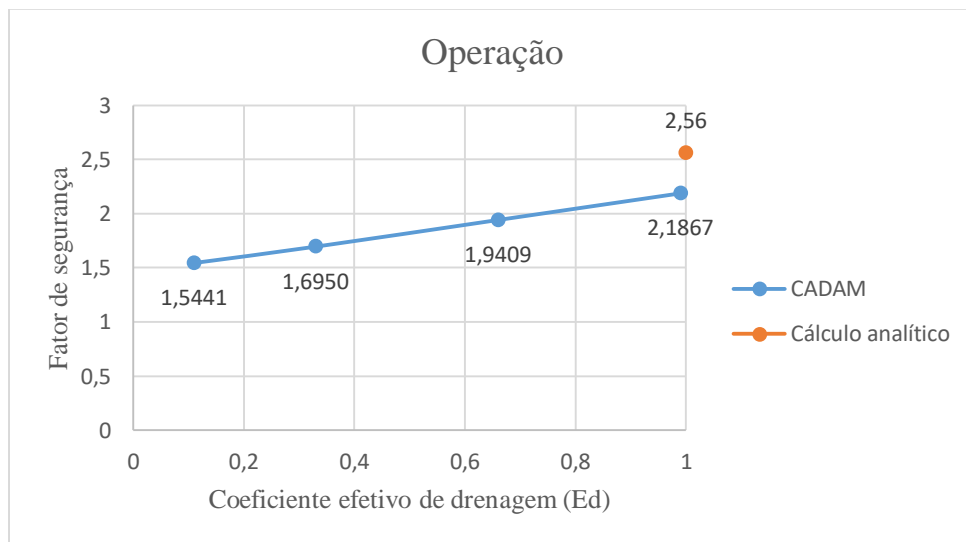


Figura 4.43 – Comparação modelagem no CADAM x cálculo elástico → fator de segurança → Operação

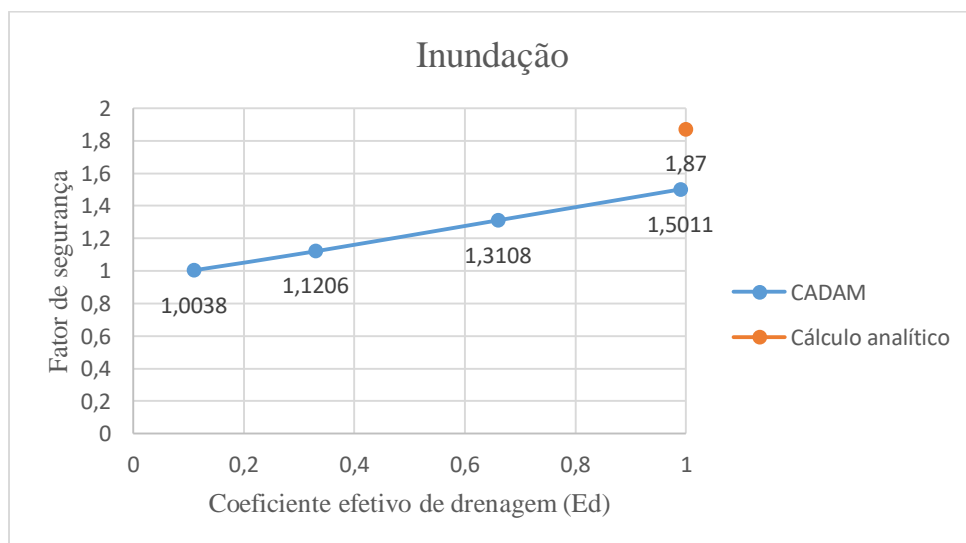


Figura 4.44 – Comparação modelagem no CADAM x cálculo elástico → fator de segurança → Inundação

Consideraram-se os fatores de segurança para E_d igual a 1 na solução elástica, uma vez que no cálculo dos mesmos também se considera o efeito da drenagem, sendo essa comparação apenas para demonstrar que a drenagem deve ser levada em consideração e receber uma atenção especial.

Observando as Figuras 4.43 e 4.44, nota-se uma ligeira diminuição da diferença entre a solução elástica analítica e a solução do CADAM na transição da fase de operação para fase de inundação. No entanto, percebe-se que essa diferença entre as soluções, em ambos os estágios, aumenta à medida que o coeficiente de drenagem efetivo diminui.

Os resultados anteriores só enfatizam a importância da realização de inspeções nas barragens, devendo ser usados para regular a manutenção no aparelho de drenagem, pois quando a eficiência da drenagem (E_d) atinge valores menores que 0,33, já se deve realizar o processo de limpeza desses dispositivos, pois os mesmos necessitam de manutenção periódica.

Também realizaram-se os cálculos para o fator de segurança pelo método do derrube, os quais deram 4,61 para fase de operação e 2,85 para fase de inundação. No entanto, compararam-se somente os valores para deslizamento pelo fato do CADAM realizar as análises com base no método do deslizamento, visto que mostra o resultado mais crítico.

5 CONCLUSÃO

Durante a pesquisa percebeu-se que a barragem encontra-se estável, mas que deve-se dar importância às manutenções periódicas nos dispositivos de drenagem, visto a ausência de manutenção tem ocasionado a ruína de inúmeras barragens, como Mariana no Brasil, muito embora essas fossem barragens de rejeitos e não de armazenamento como o caso em estudo. As análises no CADAM ratificam essa importância, pois se percebeu que à medida que se reduz coeficiente efetivo dos dispositivos de drenagem, ocorre uma diminuição do fator de segurança da barragem.

Percebeu-se que à medida que o GSI aumentou no processo de modelagem, a região de plastificação tendeu a diminuir para um dado esforço constante, uma vez que este parâmetro geomecânico traduz a qualidade da rocha. Mesmo o intervalo do GSI sendo estimado, pode-se perceber que a fundação da barragem comporta-se como um maciço rochoso de alta qualidade, uma vez que o intervalo do RMR encontra-se na classificação de maciço classe I ou II conforme Quadro 2.1.

Importante destacar que as correlações que envolviam o RQD fizeram previsões muito otimistas acerca da qualidade do maciço em estudo segundo os módulos de deformabilidade calculados. As correlações do RMR tiveram algumas previsões fora do comportamento que Vallejo (2011) prevê para o gnaisse. As equações do Q e GSI foram as que mais adequaram-se ao tipo rochoso em estudo, sendo as portanto mais confiáveis para pesquisas ou projetos envolvendo maciços rochosos.

Ao variar-se os módulos de deformabilidade nas análises realizadas no RS2, concluiu-se para valores de módulo maiores, não se tinha uma correlação tanto para as tensões como para as deformações, visto que as variações dependiam do caso e do ponto em análise. Apenas pode-se perceber que para valores menores do módulo de deformabilidade, tinha-se variações mais bruscas dessas variáveis. Em relação aos deslocamentos, notou-se que quanto maior o módulo de deformabilidade, menores serão os deslocamentos totais. Com relação à comparação entre a solução por elementos finitos e a solução elástica, pode-se ressaltar que embora os valores não tenham sido exatamente iguais, a diferença entre os mesmos diminui quando ocorre a transição do estágio de construção final para o estágio de operação.

Vale citar que esse trabalho teve limitações como a ausência de dados dos ensaios realizados, haja vista que as condições do fraturamento não foram relevantes visto as características citadas acerca do maciço rochoso. Outra limitação deu-se também em relação ao fato de não se ter dados da instrumentação para comparar com os dados obtidos pela modelagem, pois assim seria possível perceber quais correlações aproximam-se melhor dos resultados reais.

Por fim, para trabalhos futuros, o ideal seria realizar uma busca pelos registros dos resultados de ensaios de campo, uma vez que devido ao tempo não foi possível ser feito, sendo esses: resistência à compressão simples, cross-hole e carga em placa, afim de se determinar a resistência e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, haja vista não ser possível realizar novos ensaios, uma vez que esses só são autorizados caso exista algum problema que possa prejudicar a estrutura da barragem. De posse desses resultados de ensaios, poderia se calcular os valores mais exatos de RMR, Q e GSI, voltar a estimar os módulos e comparar os resultados modelados com as observações de campo de piezômetros, células de carga e extensômetros. Esse novo estudo, o qual desejo realizar um dia, ratificaria muitas conclusões obtidas com os resultados do RS2.

Outra ideia para trabalhos futuros seria utilizar as correlações para estimar resistência à compressão, as quais foram listadas por Polemis Junior (2019). Alterando-se essa nova variável para o maciço estudado, poder-se-á obter novas conclusões acerca da influência da resistência da rocha em relação às tensões efetivas σ_{xx} e σ_{yy} , aos deslocamentos totais e as deformações xx e yy .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2002). Standard Specifications for Highway Bridges, 17th ed. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington, DC, 1051p.

Aksoy, C. (2008) Review of the classification of masses of rocks: historical developments, applications and restrictions. *Journal of Mining Science*, Vol. 44, n. 1, p. 51-63.

Barton, N. (1973) Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, v. 7, n. 4, p. 287-332.

Barton, N. (1987) Predicting the behavior of underground openings in jointed rock. *4th Manual Rocha Memorial Lecture, Portugal*, Lisbon, p. 1-28.

Barton, N. (1995) The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. *In: 8th ISRM Congress (Keynote Lecture). International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*.

Barton, N. (2002) Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 39, n. 2, p. 185-216.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, v. 6, n. 4, p. 189-236.

Barton, N., Loset, F., Lien, R., Lunde, J. (1980) Application of the Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. *In: Int Conf Subsurface Space, Rockstore, Stockholm. Sub-surface Space*, p. 553-561.

Bastos, F.H., Cordeiro, A.M.N. (2016) Propriedades Geomorfológicas das Rochas e suas Repercussões no Relevo do Estado do Ceará - Brasil. XI SINAGEO. Maringá - Paraná. Brasil. 15 - 21 de dezembro.

Bieniawski, Z. T. (1973) Engineering classification of jointed rock masses. *Transaction of the South African Institution of Civil Engineers*, n. 15, p. 335-344.

Bieniawski, Z. T. (1976) Rock mass classification in rock engineering. *Exploration for Rock*

Engineering, Proceedings of a Symposium for Rock Engineering Cape Town: Balkema, v. 12, p. 97-106.

Bieniawski, Z. T. (1978) Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, v. 15, n. 5, p. 237-247.

Bieniawski, Z. T. (1979) The geomechanics classification in rock engineering applications. 4th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, p. 41-48.

Bieniawski, Z. T. (1989) Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, New York, 251p.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: a comprehensive manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. John Wiley & Sons.

Borges, A. A. F.(2016) *Caracterização geomecânica de fundação de barragem de concreto em rocha branda. 2016. 99f.* Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro.

Cai, M., Kaiser, P. K, Uno, H., Tasaka, Y., Minami, M. (2004) Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 41, n. 1, p. 3-19.

Carter, T.G., Diederichs, M.S. and J.L. Carvalho, J.L. (2008) Application of the modified Hoek-Brown transition relating its evaluation of resistance and post-production to the behavior at both ends of the rock competence scale. Proc. SAIMM, v.108, n. 6, p. 325-338.

Celso Lima, José Eduardo Menezes e António Topa Gomes (2018); Textos de apoio de Geologia de Engenharia, FEUP.

Christofolleti, C. (2014) *Correlações entre as classificações geomecânicas RMR e Q e sua relevância geológica. 2014. 310f.* Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Paulo.

Coon, R. F., Merritt, A. H. (1970) Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indexes. In: STP477-EB Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock, *ASTM International*, p. 154-173.

Deere, D. U., Miller, R. P. (1966) Engineering classification and index properties for intact rock. Technical Report N. AFWL-TR-65-116, University of Illinois, Urbana, Illinois, 327p.

Disponível em : Introduction to RS2: Surface Excavation.

<https://www.roscience.com/help/rs2/tutorials/01_Introduction_to_Modeling.htm>. Acesso em: 03 de Fevereiro 2020 às 15:32.

Disponível em: Alto Santo – Governo Municipal.

<<https://www.altosanto.ce.gov.br/localidades.php>>. Acesso em: 16 de Dezembro de 2019 às 10:30.

Disponível em: Açude Castanhão.

<https://pt.wikipedia.org/wiki/A%C3%A7ude_Castanh%C3%A3o>. Acesso em: 13 de Dezembro de 2019 às 20:10.

Disponível em: Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará – SRH-CE

<http://atlas.srh.ce.gov.br/infraestrutura/detalhaConstrucaoSupervisao.php?cd_acude=40&status=1&objeto=acudes>. Acesso em: 15 de Dezembro de 2019 às 12:30.

DNOCS. Relatório técnico final "como construído" da barragem de Castanhão (2004). Ministério da Integração Nacional, Departamento Nacional de Obras Contra Secas (DNOCS), Consórcio AGUASOLOS-HIDROTERRA, Fortaleza-CE.

DNOCS. Relatório de serviços geotécnicos (1995). Ministério da Integração Nacional, Departamento Nacional de Obras Contra Secas (DNOCS), Consórcio AGUASOLOS-HIDROTERRA, Fortaleza-CE.

Ferreira, M. M. da S. (2017) *Classificação geomecânica e análise de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso – Petroquímica Suape. 2017. 248 f.* Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Galera, J. M., Álvarez, M., Bieniawski, Z. T. (2007) Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR: comparison with dilatometer tests. *In: Proceedings of the ISRM Workshop W1, Madrid, Spain, Jul. 6-7, 2007. Taylor & Francis*, p. 71-77.

Gardner, W. S. (1987) Design of drilled piers in the Atlantic Piedmont. *In: Smith RW, editor. Foundations and excavations in decomposed rock of the Piedmont province. American Society of Civil Engineers (ASCE)*, p. 62-86.

- Gokceoglu, C., Sonmez, H., Kayabasi, A. Predicting the deformation moduli of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 40, n. 5, p. 701-710, 2003.
- Gonçalves, C. F. F. (2016) *Caracterização e Classificação Geomecânica de Taludes Rochosos. Aplicação a Caso de Estudo. 2016. 157f.* Dissertação de Mestrado – Universidade da Madeira, Funchal.
- Grimstad, E., Barton, N. (1993) Updating of the Q-system for NMT. *In: Kompen, Opsahl, Berg, editors. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete. Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support*, Fagernes, Oslo.
- Hoek, E. (1994) Strength of Rock and Rock masses. *ISRM News Journal*, v. 2, n. 2, p. 4-16.
- Hoek, E., Brown, E. T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 34, n. 8, p. 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Curkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *In: Mining and tunnelling innovation and opportunity*, proceedings of the 5th North American rock mechanics symposium and 17th tunnelling association of Canada conference, University of Toronto, Toronto, Canada, p. 267-273.
- Hoek, E., Diederichs, M. S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 43, n. 2, p. 203-215.
- Hoek E., Carter, T. G., Diederichs, M. S. (2013) Quantification of the geological strength index chart. 47th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 23-26 June, San Francisco, California. *American Rock Mechanics Association*.
- Hudson, J. A., Harrison, J. P. (1997) *Rock Mechanics Engineering - An Introduction to Principles*, 1st Edition, p. 193-198.
- International Commission on Large Dams – ICOLD. (2001) *Bulletin 121: Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences: Lessons Learnt from Practical Experiences*. Paris. 239 p.
- International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering - ISRM (1981) *Rock Characterization Testing and Monitoring*. Brown, E., Ed., Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- Leclerc, M., Léger, P., Tinawi, R. (2003) Computer-aided stability analysis of gravity dams - CADAM. Department of Civil Engineering, Montreal Polytechnic School, University of Montreal Campus. Montreal - Canada. 03/03/2013. 403-420p.
- Lins, P. G. C., Vilares, R. S. F., Santos, D., de S. (2015) *Aplicação do critério de ruptura de*

Hoek-Brown na análise de estabilidade de taludes. MT EXPO, 9-13 de junho, São Paulo – Brasil. p 46-52.

Lowson, A. R., Bieniawski, Z. T. (2013) Critical assessment of RMR based tunnel design practices: a practical engineer's approach. *In: Proceedings of the SME, Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, p. 23-26.

Malafaia, A. L. (2007) Estudo de sistemas de classificação dos maciços rochosos da UHE Batalha. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Marcelino, J. (2009). Projecto, construção e exploração de pequenas barragens de aterro. Aspectos Geotécnicos. 2ª edição, LNEC, Lisboa.

Marinos, V., Marinos, P., Hoek, E. (2005) The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 64, n. 1, p. 55-65.

Mitri, H. S., Edrissi, R., Henning, J. (1994) Finite element modeling of cable-bolted stopes in hard rock ground mines. *Presented at the SME annual meeting*, p. 94-116.

Nicholson, G. A., Bieniawski, Z. T. (1990) A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. *International Journal of Mining and Geological Engineering*, v. 8, n. 3, p. 181-202.

Oliveira, A. G. N., Morales, N., Hamelak, G. M. S. (2012) Revista de Geologia -Tectônica da Formação Barreiras no Baixo Vale do Rio Jaguaribe, CE, v. 25, n. 1, p. 97 – 113.

Palmstrom, A., Singh, R. (2001) The deformation modulus of rock masses — comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 16, n. 2, p. 115-131.

Pinto, P.L. (2015) – Apontamentos sobre Mecânica das Rochas, DEC-FCTUC

Polemis Junior, K. (2019) Rock Engineering: Applications of Classification Schemes for Numerical Modeling and a Proposed Geophysical Method for Characterizing Geological Discontinuity. 2019, 202f. Master's Dissertation - Federal University of Ceará, Fortaleza.

Read, S. A. L., Perrin, N. D., Richards, L. R. (1999) Applicability of the Hoek-Brown Failure Criterion to New Zealand Greywacke Rocks. *In: 9th ISRM Congress, 25-28 August, Paris, France. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*, p. 655-660.

Rowland, S. M. & Duebendorfer, E. M. (1994), *Structural Analysis and Synthesis. A laboratory course in structural geology*, Third edition, Blackwell Publishing.

Sandroni, S., Bourdeaux, G., Guidicini, G. (1999) 5º Relatório de Consultoria sobre Aspectos Geotécnicos do Açude Público Castanhão – Projeto de Estabilização e Proteção dos Taludes Laterais do Vertedouro, p. 6-16.

Serafim, J. L., Pereira, J. P. (1983) Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. *In: Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction, Rotterdam: A.A. Balkema*, v. 1, p. 33-44.

Sonmez, H., Gokceoglu, C., Nefeslioglu, H. A., Kayabasi, A. (2006) Estimation of rock modulus: For intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 43, n. 2, p. 224-235.

Sudene (2007) Resolução nº 11.135, Ministério da Integração Nacional Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste - Conselho Deliberativo da SUDENE.

Vallejo, L. G., Ferrer, M. (2011) *Geological engineering*. CRC Press, 692p.

Vasconcelos, Lucas; Azezz, Dolapo. Incidentes e Acidentes em Barregens. 7ª Simpósio de Gestão Ambiental e Biodiversidade – SIGABI. Rio de Janeiro. 4p. 19/06/2018-21/06/2018

Zhang, L., Einstein, H. H. (2004) Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 41, n. 2, p. 337-341.

ANEXO 1

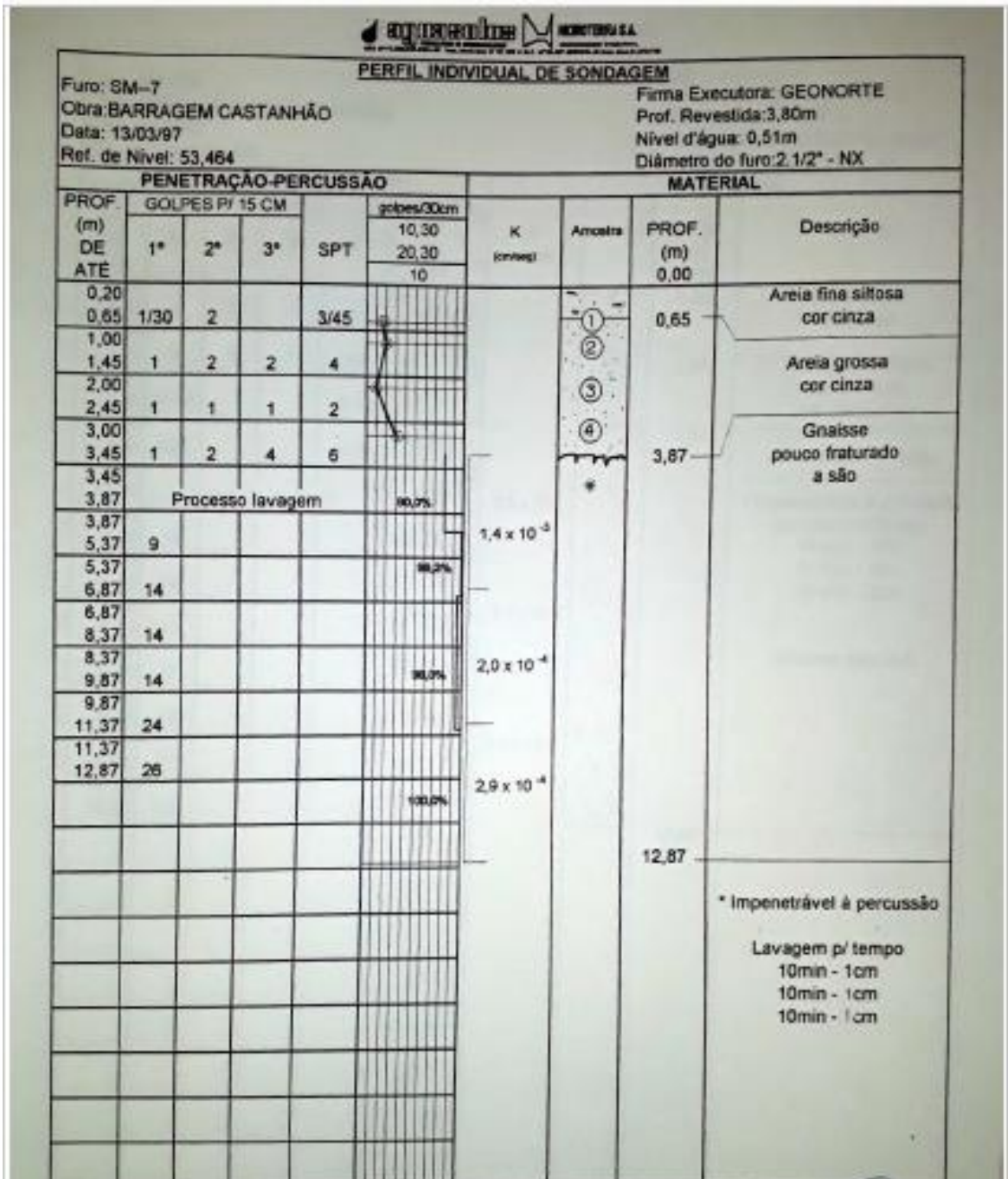


Figura 0.1 – Sondagem utilizada para modelagem (DNOCS, 1995)

ANEXO 2

Quadro 0-1 – Número de famílias $\rightarrow J_n (Q)$

2. Número de famílias de descontinuidades	J_n
A. Nenhumas ou poucas descontinuidades	0,5 - 1,0
B. Uma família	2
C. Uma família mais descontinuidades esparsas	3
D. Duas famílias	4
E. Duas famílias mais descontinuidades esparsas	6
F. Três famílias	9
G. Três famílias mais descontinuidades esparsas	12
H. Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciço muito fracturado	15
I. Rocha esmagada, tipo terroso	20
<i>i) Em intersecções de túneis usa-se ($3J_n$)</i>	
<i>ii) Nos emboquilhamentos usa-se ($2J_n$)</i>	

Fonte: Adaptado Barton et al., 1974.

Quadro 0-2 – Rugosidade $\rightarrow J_r (Q)$

3. Rugosidade das descontinuidades	J_r
<i>a) Contacto entre as duas faces da descontinuidade e</i>	
<i>b) Contacto entre as duas faces da descontinuidade sob um deslocamento tangencial inferior a 10 cm</i>	
A. Diaclases descontinúas	4
B. Diaclases onduladas, rugosas ou irregulares	3
C. Diaclases onduladas, lisas	2
D. Diaclases onduladas, perfeitamente lisas	1,5
E. Diaclases planas, rugosas ou irregulares	1,5
F. Diaclases planas, lisas	1,0
G. Diaclases planas, perfeitamente lisas	0,5
<i>i) As descrições referem-se a escala pequena e escala intermédia, por esta ordem.</i>	
<i>c) Não existe contacto entre as faces da descontinuidade sob um deslocamento tangencial</i>	
H. Zona que contém minerais argilosos com espessura suficiente para impedir o contacto das faces da descontinuidade	1,0
I. Zona arenosa, de cascalho ou triturada com espessura suficiente para impedir o contacto das faces da descontinuidade	1,0
<i>i) Se o espaçamento da família principal de descontinuidades for superior a 3 m, o índice J_n deve ser incrementado de uma unidade.</i>	
<i>ii) No caso de diaclases planas perfeitamente lisas que apresentam lineações, e que as lineações estejam orientadas segundo a direcção de resistência mínima, pode utilizar-se o valor $J_r = 0,5$</i>	

Fonte: Adaptado Barton et al., 1974.

Quadro 0-3 – Índice de alterações das descontinuidades → Ja (Q)

4. Índice de alteração das descontinuidades	J_a	ϕ'_r (°) aprox.
<i>a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades</i>		
A - Paredes duras e compactas	0.75	-
B - Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1.0	25-35
C - Pareces ligeiramente alteradas, minerais não brandos, partículas arenosas	2	25-30
D - Paredes com partículas silto-arenosas ou silto-argilosas, pequena fracção argilosa (não branda)	3	20-25
E - Parede com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc, e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4	8-16
<i>b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10cm de escorregamento (pequena espessura de minerais de enchimento)</i>		
F - Partículas arenosas, rocha desintegrada livre de argila, etc.	4	25-30
G - Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5 mm).	6	16-24
H - Descontinuidades com preenchimento argiloso medianamente ou pouco sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5 mm).	8	12-16
J - Enchimentos de argilas expansivas, com por exemplo montmorilonite (contínuo, mas com espessura <5mm). O valor de J_a depende da percentagem de partículas com tamanhos semelhantes ao das argilas expansivas.	8-12	6-12
<i>c) Não se produz contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades após o escorregamento (grande espessura de minerais de enchimento)</i>		
K, L, M - Zonas ou bandas de rocha desintegrada ou triturada e argilas (ver G,H e J para a descrição das condições das argilas)	6, 8 ou 8-12	6-24
N - Zonas ou bandas de argilas siltosas ou arenosas, com pequenas fracções de argilas	5	-
O,P,Q - Zonas contínuas de argila, espessas (ver G,H e J para a descrição das condições das argilas)	10, 13 ou 13-20	6-24
<i>i) Os valores propostos para os parâmetros J_r e J_s aplicam-se às famílias de diaclases ou descontinuidades que são menos favoráveis relativamente à estabilidade, quer devido à sua orientação quer à resistência ao corte (esta resistência pode ser estimada por $t=s_s \cdot \tan^{-1}(J_r/J_s)$)</i>		
<i>c) Não se produz contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades após o escorregamento (grande espessura de minerais de enchimento)</i>		
K, L, M - Zonas ou bandas de rocha desintegrada ou triturada e argilas (ver G,H e J para a descrição das condições das argilas)	6, 8 ou 8-12	6-24
N - Zonas ou bandas de argilas siltosas ou arenosas, com pequenas fracções de argilas	5	-
O,P,Q - Zonas contínuas de argila, espessas (ver G,H e J para a descrição das condições das argilas)	10, 13 ou 13-20	6-24
<i>i) Os valores propostos para os parâmetros J_r e J_s aplicam-se às famílias de diaclases ou descontinuidades que são menos favoráveis relativamente à estabilidade, quer devido à sua orientação quer à resistência ao corte (esta resistência pode ser estimada por $t=s_s \cdot \tan^{-1}(J_r/J_s)$)</i>		

Fonte: Adaptado Barton et al., 1974.

Quadro 0-4 – Fator de redução da presença da água → J_w (Q)

5. Factor de redução pela presença da água	Pressão da água aprox. (MPa)	J_w
A. Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é <5 l/min, localmente	<0,1	1,0
B. Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arrastre o preenchimento das descontinuidades	0,1 – 0,25	0,66
C. Caudal elevado ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0,25 - 1	0,5
D. Caudal elevado ou pressão elevada	0,25 - 1	0,3
E. Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	> 1	0,2 – 0,1
F. Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	> 1	0,1 – 0,05
i) Os factores nos casos C,D, E e F são estimativas para condições naturais. O parâmetro J_w deverá ser aumentado caso sejam efectuadas drenagens. ii) Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados.		

Fonte: Adaptado Barton et al., 1974..

Quadro 0-5 – Condições devido ao estado de tensão do maciço → SRF (Q)

6. Condições devido ao estado de tensão do maciço	SRF		
<i>a) Zonas de fraqueza intersectando a escavação, o que pode causar perdas no maciço rochoso quando o túnel for escavado</i>			
A. Ocorrência de múltiplas zonas alteradas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada, rocha na periferia muito solta (a qualquer profundidade)	10		
B. Zonas de baixa resistência, contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade da escavação ≤ 50 m)	5		
C. Zonas de baixa resistência, contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade da escavação > 50 m)	2,5		
D. Múltiplas zonas de fracturas em rocha competente, sem argila, com rocha desintegrada na vizinhança (qualquer profundidade)	7,5		
E. Zonas de fractura isoladas em rocha competente, sem argila (profundidade da escavação ≤ 50 m)	5		
F. Zonas de fractura isoladas em rocha competente, sem argila (profundidade da escavação > 50 m)	2,5		
G. Terreno solto, diaclases abertas, fortemente fracturado (a qualquer profundidade)	5		
<i>i) Os valores de SRF são reduzidos entre 20 e 50% se a zona das fracturas só exercem certa influência mas não intersectam a escavação..</i>			
<i>b) Rocha competente, problemas de tensão na rocha</i>			
H. Tensões baixas, próximo da superfície, diaclases abertas	σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c	SRF
I. Tensões médias, condições de tensão favoráveis	> 200	< 0,01	2,5
J. Tensões elevadas, estrutura muito compacta. Normalmente favorável para a estabilidade, pode ser desfavorável para a estabilidade dos hasteais	200 - 10	0,01-0,3	1
K. Explosões moderadas de rochas maciças depois de 1 hora	10 - 5	0,3-0,4	0,5-2
L. Explosões moderadas de rochas maciças depois de alguns minutos	5 - 3	0,5-0,65	5-50
M. Explosões intensas de rochas maciças	3 - 2	0,65 - 1	50 - 200
	< 2	> 1	200-400
<i>i) Se se verificar a existência de campos de tensão fortemente anisotrópicos: quando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, diminui-se o parâmetro σ_c para $0,75\sigma_c$; se $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, adopta-se $0,50\sigma_c$. Onde σ_c é a resistência à compressão não confinada, σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima e σ_θ é a tensão tangencial máxima, estimada a partir da teoria de elasticidade.</i>			
<i>ii) Nos casos em que a profundidade da abóbada do túnel é menor do que a largura da escavação, sugere-se aumentar o valor de SRF entre 2,5 e 5 unidades (ver H).</i>			

<i>c) Rocha deformáveis: fluxo plástico de rocha incompetente submetida a elevadas tensões litostáticas</i>	σ_e / σ_c	SRF
N. Pressão de deformação baixa	1 - 5	5 - 10
O. Pressão de deformação elevada	> 5	10 - 20
<i>i) Os fenômenos de deformação ou fluência de rochas podem para profundidades $H > 350Q^{1/3}$. A resistência à compressão do maciço é de, aproximadamente $q(\text{MPa}) \approx 0,7 g Q^{1/3}$, onde g é o peso volúmico da rocha em kN/m^3.</i>		
<i>d) Rochas expansivas: actividades expansiva química dependendo da presença de água</i>		SRF
P. Pressão de expansão baixa		5 - 10
Q. Pressão de expansão elevada		10 - 15

Fonte: Adaptado Barton et al., 1974.

ANEXO 3

Quadro 0-1 – Resultados para módulo de deformabilidade - RQD

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
Coon e Merritt (1970) - [E = 103,95 GPa]	49;0	1,02	0,72	1,31	1,37	0,605	0,218	-0,00767	-0,000456	0,000404	0,000525
	66;0	0,94	0,96	0,69	0,95	0,617	0,186	-0,0000543	-0,000113	-0,000361	-0,000127
	83;0	0,61	0,51	0,69	0,57	0,633	0,134	-0,0000393	-0,0000939	0,0000569	-0,0000232
	100;0	1,55	-0,79	0,93	0,38	0,641	0,0662	0,000888	-0,0000467	0,000114	0,0000295
Gardner (1987) - [E = 103,95 GPa]	49;0	1,02	0,72	1,31	1,37	0,605	0,218	-0,00767	-0,000456	0,000404	0,000525
	66;0	0,94	0,96	0,69	0,95	0,617	0,186	-0,0000543	-0,000113	-0,000361	-0,000127
	83;0	0,61	0,51	0,69	0,57	0,633	0,134	-0,0000393	-0,0000939	0,0000569	-0,0000232
	100;0	1,55	-0,79	0,93	0,38	0,641	0,0662	0,000888	-0,0000467	0,000114	0,0000295
Zhang e Einstein	49;0	1,04	0,73	1,32	1,38	0,672	0,244	-0,00827	-0,000512	0,000537	0,000598
	66;0	0,94	0,97	0,69	0,95	0,685	0,207	-0,0000535	-0,000114	-0,000406	-0,00015

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
(2004)- 1ª - [E = 93,58 GPa]	83;0	0,61	0,52	0,68	0,56	0,701	0,148	-0,0000409	-0,0000974	0,0000597	-0,0000319
	100;0	1,54	-0,83	0,94	0,42	0,711	0,073	0,000979	-0,0000489	0,000135	0,0000318
Zhang e Einstein (2004) - 2ª - [E = 101,96 GPa]	49;0	1,02	0,73	1,31	1,37	0,617	0,222	-0,00781	-0,000466	0,000421	0,000538
	66;0	0,94	0,96	0,69	0,95	0,629	0,19	-0,0000541	-0,000113	-0,000369	-0,000131
	83;0	0,61	0,51	0,69	0,57	0,645	0,136	-0,0000396	-0,0000946	0,0000574	-0,0000247
	100;0	1,55	-0,8	0,93	0,39	0,653	0,0674	0,000904	-0,0000471	0,000117	0,00003
Zhang e Einstein (2004) - 3ª - [E = 18,72 GPa]	49;0	1,06	0,78	1,29	1,52	3,4	1,29	-0,032	-0,00279	0,00662	0,00367
	66;0	0,99	1,05	0,67	0,9	3,41	1,01	0,00000373	-0,000112	-0,0022	-0,00111
	83;0	0,63	0,56	0,65	0,52	3,46	0,704	-0,0000567	-0,000163	0,000107	-0,000463
	100;0	1,49	-1,18	0,95	0,8	3,52	0,369	0,00395	-0,0000723	0,00162	0,000056

Quadro 0-2 – Resultados para módulo de deformabilidade - RMR

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
Bieniowski (1978) - RMR > 50 - [E = 44 GPa]	49;0	0,26	0,76	1,07	1,47	1,26	0,538	-0,00469	-0,00115	0,00151	0,00145
	66;0	1,01	1,02	0,84	0,92	1,29	0,434	-0,000111	-0,000119	-0,000614	-0,000416
	83;0	0,63	0,55	0,69	0,54	1,32	0,306	-0,0000653	-0,000123	0,000136	-0,000145
	100;0	1,24	-1,03	0,85	0,64	1,34	0,154	0,00153	-0,0000627	0,000383	0,0000459
Nicholson e Bieniowski (1990) - [E = 37,41 GPa]	49;0	0,24	0,77	1,07	1,49	1,48	0,636	-0,00552	-0,00136	0,0018	0,00174
	66;0	1,01	1,03	0,83	0,92	1,52	0,51	-0,000114	-0,000119	-0,000737	-0,000506
	83;0	0,63	0,55	0,69	0,53	1,55	0,358	-0,0000674	-0,00013	0,000149	-0,000185
	100;0	1,24	-1,07	0,86	0,67	1,57	0,182	0,00179	-0,000065	0,000474	0,0000483
Mitri et al. (1994) - [E = 85,96 GPa]	49;0	0,42	0,73	1,04	1,39	0,633	0,266	-0,00243	-0,000554	0,000699	0,000651
	66;0	0,97	0,98	0,85	0,94	0,663	0,225	-0,0000995	-0,000116	-0,000282	-0,00017
	83;0	0,61	0,52	0,71	0,56	0,682	0,161	-0,0000549	-0,0001	0,0000942	-0,0000391
	100;0	1,25	-0,88	0,81	0,43	0,689	0,08	0,000818	-0,0000516	0,000143	0,0000336
Read et al. (1999) - [E = 37,32 GPa]	49;0	0,24	0,77	1,07	1,49	1,49	0,638	-0,00553	-0,00137	0,00181	0,00174
	66;0	1,01	1,03	0,83	0,92	1,52	0,511	-0,000114	-0,000119	-0,000739	-0,000508
	83;0	0,63	0,55	0,69	0,53	1,55	0,359	-0,0000675	-0,00013	0,000149	-0,000186
	100;0	1,24	-1,07	0,86	0,68	1,57	0,182	0,00179	-0,000065	0,000475	0,0000484
Gokceoglu et al. (2003)	49;0	1,06	0,78	1,29	1,53	3,76	1,44	-0,0344	-0,0031	0,00721	0,00409
	66;0	0,99	1,05	0,68	0,9	3,77	1,12	0,0000104	-0,00011	-0,00243	-0,00125

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
- 1ª - [E = 16,89 GPa]	83;0	0,63	0,57	0,65	0,52	3,82	0,78	-0,0000579	-0,000169	0,000117	-0,000525
	100;0	1,48	-1,19	0,95	0,81	3,89	0,41	0,00435	-0,0000731	0,00179	0,0000568
Gokceoglu et al. (2003) - 2ª - [E = 41,55 GPa]	49;0	1,07	0,76	1,32	1,48	1,56	0,571	-0,0173	-0,00122	0,00319	0,00155
	66;0	0,97	1,02	0,66	0,92	1,57	0,46	-0,0000339	-0,000119	-0,000998	-0,000446
	83;0	0,62	0,55	0,66	0,54	1,59	0,323	-0,0000481	-0,000125	0,0000685	-0,000158
	100;0	1,57	-1,05	1	0,65	1,62	0,163	0,00218	-0,0000635	0,000428	0,0000468
Galera et al (2007) - RMR > 50 - [E = 36,80 GPa]	49;0	1,07	0,77	1,31	1,49	1,75	0,647	-0,0191	-0,00139	0,00358	0,00177
	66;0	0,97	1,03	0,66	0,92	1,76	0,518	-0,0000299	-0,000119	-0,00113	-0,000516
	83;0	0,62	0,55	0,66	0,53	1,79	0,364	-0,0000494	-0,00013	0,0000721	-0,00019
	100;0	1,56	-1,07	1	0,68	1,82	0,186	0,00244	-0,0000652	0,000501	0,0000485
Galera et al (2007) - diversos tipos de RMR - [E = 48,24 GPa]	49;0	1,07	0,76	1,32	1,47	1,34	0,489	-0,0152	-0,001	0,00275	0,00131
	66;0	0,96	1,02	0,66	0,92	1,35	0,397	-0,0000383	-0,00012	-0,000856	-0,000371
	83;0	0,62	0,54	0,66	0,54	1,37	0,28	-0,0000464	-0,00012	0,0000647	-0,000125
	100;0	1,58	-1,01	0,99	0,61	1,4	0,14	0,0019	-0,0001	0,00035	0,0000445
Lowson e Bieniowski (2013) - [E = 47,83 GPa]	49;0	1,07	0,76	1,32	1,47	1,35	0,493	-0,0153	-0,00105	0,00278	0,00132
	66;0	0,96	1,02	0,66	0,92	1,36	0,4	-0,0000381	-0,000119	-0,000864	-0,000375
	83;0	0,62	0,54	0,66	0,54	1,39	0,282	-0,0000465	-0,00012	0,0000649	-0,000127
	100;0	1,57	-1,01	0,99	0,62	1,41	0,141	0,00192	-0,0000614	0,000354	0,0000446

Quadro 0-3 – Resultados para módulo de deformabilidade - Q

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
Barton et al. (1980,1981) - [E = 45,33 GPa]	49;0	1,07	0,76	1,32	1,47	1,43	0,521	-0,0161	-0,00111	0,00294	0,0014
	66;0	0,97	1,02	0,66	0,92	1,44	0,422	-0,0000364	-0,000119	-0,000913	-0,000401
	83;0	0,62	0,54	0,66	0,54	1,46	0,297	-0,000047	-0,000122	0,000066	-0,000138
	100;0	1,57	-1,03	0,99	0,63	1,49	0,149	0,00202	-0,0000622	0,000381	0,0000455
Bieniwaski (1978) - [E = 30,07 GPa]	49;0	1,08	0,78	1,3	1,51	2,68	1,01	-0,0265	-0,00217	0,00533	0,00283
	66;0	0,99	1,04	0,67	0,91	2,69	0,796	-0,0000112	-0,000116	-0,00173	-0,00085
	83;0	0,63	0,56	0,65	0,53	2,73	0,555	-0,0000543	-0,00015	0,0000926	-0,000342
	100;0	1,51	-1,14	0,96	0,76	2,78	0,288	0,00319	-0,0000702	0,00121	0,0000538
Serafim e Pereira (1983) - [E = 26,61 GPa]	49;0	1,07	0,77	1,31	1,51	2,41	0,904	-0,0245	-0,00194	0,0048	0,00252
	66;0	0,98	1,04	0,67	0,91	2,42	0,751	-0,0000164	-0,000117	-0,00156	-0,000752
	83;0	0,62	0,56	0,65	0,53	2,45	0,499	-0,000053	-0,000144	0,0000857	-0,000297
	100;0	1,53	-1,13	0,98	0,74	2,5	0,257	0,003	-0,0000691	0,00091	0,0000526
Palmstrom e Singh (2001) - [E = 22,72 GPa]	49;0	1,07	0,78	1,3	1,51	2,81	1,06	-0,0277	-0,00229	0,00561	0,00298
	66;0	0,99	1,04	0,67	0,91	2,82	0,836	-0,0000082	-0,000115	-0,00182	-0,000899
	83;0	0,63	0,56	0,65	0,52	2,86	0,582	-0,0000547	-0,000152	0,0000948	-0,000364
	100;0	1,51	-1,15	0,96	0,77	2,92	0,303	0,00335	-0,0000706	0,00127	0,0000542
	49;0	1,08	0,77	1,31	1,5	2,14	0,797	-0,0223	-0,00171	0,00429	0,00221
	66;0	0,98	1,04	0,66	0,91	2,15	0,633	-0,000022	-0,000118	-0,00138	-0,000654

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
Barton (2002) - [E = 30,07 GPa]	83;0	0,62	0,56	0,65	0,53	2,18	0,443	-0,0000517	-0,000139	0,0000802	-0,000252
	100;0	1,53	-1,11	0,98	0,72	2,22	0,227	0,00275	-0,0000677	0,000792	0,0000512

Quadro 0-4 – Resultados para módulo de deformabilidade - GSI

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
Hoek e Brown (1997) - [E = 33,54 GPa]	49;0	0,27	0,77	0,95	1,5	2,21	0,797	-0,00796	-0,00171	0,00509	0,00221
	66;0	1,02	1,04	0,83	0,91	2,25	0,633	-0,000121	-0,000118	-0,00112	-0,000654
	83;0	0,63	0,56	0,68	0,53	2,29	0,443	-0,0000724	-0,000139	0,000192	-0,000252
	100;0	1,23	-1,11	0,87	0,72	2,32	0,227	0,0026	-0,0000677	0,000767	0,0000512
Hoek e Brown (2002) - σ_{ci} >100 MPa - [E = 23,71 GPa]	49;0	0,27	0,71	0,98	1,53	3,14	1,36	-0,0113	-0,00272	0,00699	0,00366
	66;0	1,03	1,05	0,83	0,91	3,19	1,07	-0,000128	-0,000113	-0,00162	-0,00117
	83;0	0,64	0,57	0,68	0,53	3,24	0,756	-0,0000767	-0,000166	0,000241	-0,000471
	100;0	1,23	-1,44	0,89	0,75	3,28	0,411	0,00364	-0,0000835	0,00115	0,0000591
Hoek e Diederichs	49;0	0,45	0,71	0,92	1,53	2,77	1,19	-0,0108	-0,00237	0,00798	0,00317
	66;0	1,02	1,05	0,82	0,91	2,82	0,939	-0,000122	-0,000115	-0,00144	-0,00101

Correlação	Coordenadas (x;y)	Resultados									
		Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final	Operação	Construção Final
		σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{xx} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	σ_{yy} efetiva (MPa)	Deslocamento Total (mm)	Deslocamento Total (mm)	Deformação xx (%)	Deformação xx (%)	Deformação yy (%)	Deformação yy (%)
(2006) - 1ª - [E = 28,72 GPa]	83;0	0,64	0,57	0,68	0,53	2,86	0,662	-0,0000729	-0,000158	0,000213	-0,000399
	100;0	1,26	-1,42	0,89	0,73	2,9	0,358	0,0033	-0,0000822	0,000982	0,0000578
Hoek e Diederichs (2006) - 2ª - [E = 32,25 GPa]	49;0	0,27	0,7	0,95	1,52	2,37	1,03	-0,00853	-0,00204	0,00547	0,00272
	66;0	1,03	1,04	0,83	0,91	2,42	0,815	-0,00122	-0,000117	-0,0012	-0,000861
	83;0	0,63	0,56	0,68	0,53	2,45	0,575	-0,0000733	-0,000151	0,0002	-0,000332
	100;0	1,23	-1,4	0,88	0,71	2,49	0,309	0,00278	-0,0000807	0,000832	0,0000564

ANEXO 4

Cálculo dos Fatores de Segurança da Barragem do Castanhão:

Situação: **Operação**

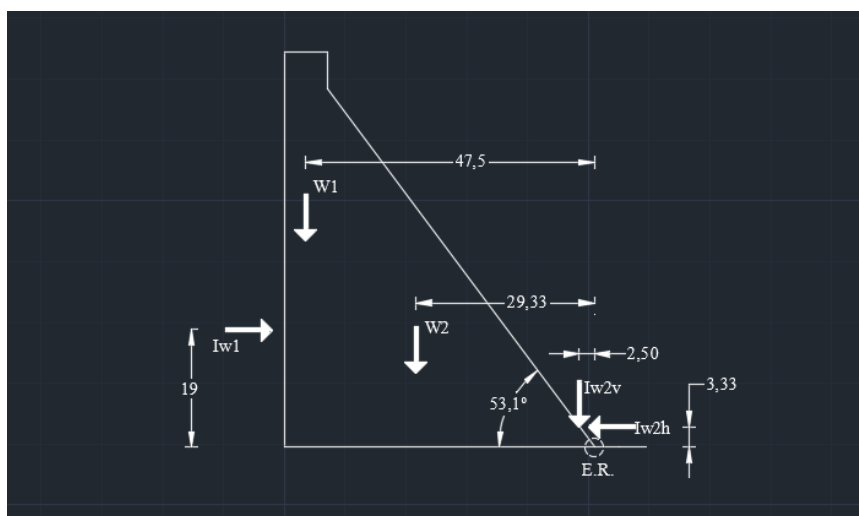


Figura 0.1 – Esquema com forças e distâncias na condição de operação

→ Importante destacar que considerou-se o maciço rochoso da fundação como impermeável, ou seja, não penetra água pelas discontinuidades, o que não possibilita a ação de forças na fundação.

i) Derrube:

Utilizando os dados do Quadro 0.1, calcula-se as forças e os momentos necessários nessas verificações.

Quadro 0-1 – Parâmetros para verificação do Fator de Segurança

Dados							
Peso volúmico do concreto - γ_{concreto} (KN/m ³)	23,06	Peso volúmico da água - $\gamma_{\text{água}}$ (KN/m ³)	9,81	Ângulo α (°)	53,1	Ângulo de atrito da base - ϕ' (°)*	45

Fonte: DNOCS, 2004.

*Considerou-se o ângulo de atrito da base igual à \emptyset' devido existir uma elevada rugosidade na base.

→Cálculo das forças:

$$Iw1 \text{ (Impulso da água à montante)} = \frac{\gamma_{\text{água}} * H_{\text{água montante}} * H_{\text{água montante}}}{2} = \frac{9,81 * 57 * 57}{2} = 15936,4 \text{ KN}$$

$$Iw2 \text{ (Impulso da água à jusante)} = \frac{\gamma_{\text{água}} * H_{\text{água jusante}} * Comprimento w2}{2} = \frac{9,81 * 10 * 12,5}{2} = 613,1 \text{ KN}$$

$$W1 \text{ (Peso próprio 1)} = \gamma_{\text{concreto}} * (B1_{\text{concreto}} * H1_{\text{concreto}}) = 23,06 * 7 * 68 = 10976,6 \text{ KN}$$

$$W2 \text{ (Peso próprio 2)} = \frac{\gamma_{\text{concreto}} * (B2_{\text{concreto}} * H2_{\text{concreto}})}{2} = \frac{23,06 * 58,67 * 44}{2} = 29764,5 \text{ KN}$$

→Cálculo dos momentos:

$$\begin{aligned} \sum \text{Momento estabilizador} \\ = (W1 * d1) + (W2 * d2) - [Iw2 * \cos(53,1^\circ) * dw2_{\text{horizontal}}] + [Iw2 * \sin(53,1^\circ) * dw2_{\text{vertical}}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{Momento estabilizador} \\ = (10976,6 * 47,5) + (29764,5 * 29,33) - [613,1 * \cos(53,1^\circ) * 2,5] + [613,1 * \sin(53,1^\circ) * 3,33] \end{aligned}$$

$$\sum \text{Momento estabilizador} = (521388,5) + (872992,8) - (920,3) + (1632,7)$$

$$\sum \text{Momento estabilizador} = 1395093,7 \text{ KN.m}$$

$$\sum \text{Momento instabilizador} = Iw1 * dw1$$

$$\sum \text{Momento instabilizador} = 15936,4 * 19$$

$$\sum \text{Momento instabilizador} = 302791,6 \text{ KN.m}$$

$$F.S. = \frac{\sum \text{Momento estabilizador}}{\sum \text{Momento instabilizador}} \quad (0.1)$$

$$F.S. = \frac{1395093,7 \text{ KN.m}}{302791,6 \text{ KN.m}}$$

$$F.S. = 4,61$$

ii) Deslizamento:

→ Cálculo das forças envolvidas:

$$\begin{aligned} \sum \text{Força resistente} \\ = [W1 * \text{tag}(\emptyset)] + [W2 * \text{tag}(\emptyset')] - [Iw2 * \cos(\alpha) * \text{tag}(\emptyset')] + [Iw2 * \text{sen}(\alpha) * \text{tag}(\emptyset')] \end{aligned}$$

$$\sum \text{Força resistente} = (10976,6) + (29764,5) - (368,1) + (490,3)$$

$$\sum \text{Força resistente} = 40863,3 \text{ KN}$$

$$\sum \text{Força atuante} = Iw1 * \text{tag}(45^\circ)$$

$$\sum \text{Força atuante} = 15936,4 \text{ KN}$$

$$F.S. = \frac{\sum \text{Força resistente}}{\sum \text{Força atuante}} \quad (0.2)$$

$$F.S. = \frac{40863,3 \text{ KN}}{15936,4 \text{ KN}}$$

$$F.S. = 2,56$$

Situação: **Inundação**

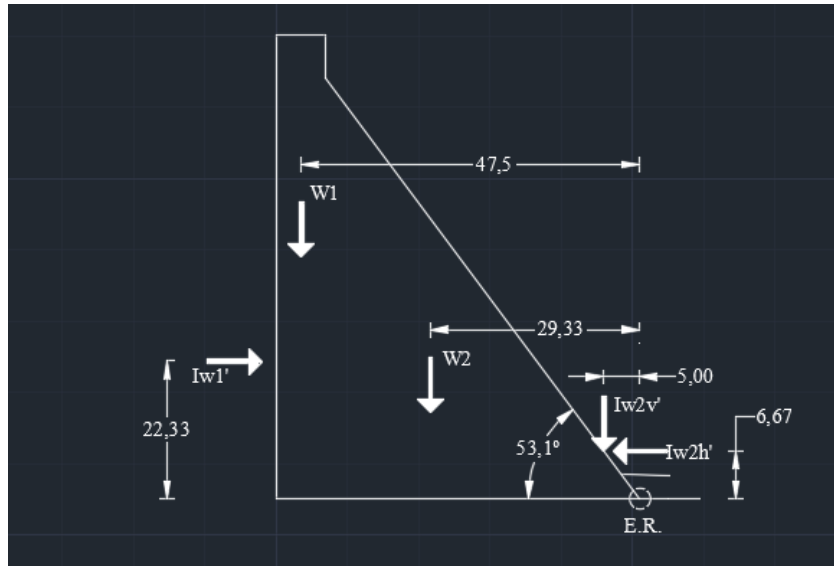


Figura 0.2 – Esquema com forças e distâncias na condição de inundação

i) Derrube:

Utilizando os dados do Quadro 0.1, calcula-se as forças e os momentos necessários nessas verificações.

→Cálculo das forças:

$$Iw1' \text{ (Impulso da água à montante)} = \frac{\gamma_{\text{água}} * H_{\text{água montante}}' * H_{\text{água montante}}}{2} = \frac{9,81 * 67 * 67}{2} = 22018,5 \text{ KN}$$

$$Iw2' \text{ (Impulso da água à jusante)} = \frac{\gamma_{\text{água}} * H_{\text{água jusante}}' * Comprimento w2'}{2} = \frac{9,81 * 20 * 25}{2} = 2452,5 \text{ KN}$$

→Cálculo dos momentos:

$$\begin{aligned} \sum \text{Momento estabilizador}' &= (W1 * d1) + (W2 * d2) - [Iw2' * \cos(53,1^\circ) * dw2horizontal'] + [Iw2' * \sin(53,1^\circ) * dw2vertical'] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{Momento estabilizador}' & \\ &= (10976,6 * 47,5) + (29764,5 * 29,33) - [2452,5 * \cos(53,1^\circ) * 5,0] + [2452,5 \\ & * \sin(53,1^\circ) * 6,67] \end{aligned}$$

$$\sum \text{Momento estabilizador}' = (521388,5) + (872992,8) - (7362,7) + (13081,4)$$

$$\sum \text{Momento estabilizador}' = 1400100 \text{ KN.m}$$

$$\sum \text{Momento instabilizador}' = Iw1' * dw1'$$

$$\sum \text{Momento instabilizador}' = 22018,5 * \left(\frac{67}{3}\right)$$

$$\sum \text{Momento instabilizador}' = 491746,5 \text{ KN.m}$$

Utilizando a Equação 0.1:

$$F.S. = \frac{1400100 \text{ KN.m}}{491746,5 \text{ KN.m}}$$

$$F.S. = 2,85$$

ii) Deslizamento:

→Cálculo das forças envolvidas:

$$\begin{aligned} \sum \text{Força resistente}' & \\ &= [W1 * \text{tag}(\theta')] + [W2 * \text{tag}(\theta')] - [Iw2' * \cos(\alpha) * \text{tag}(\theta')] + [Iw2' * \sin(\alpha) \\ & * \text{tag}(\theta')] \end{aligned}$$

$$\sum \text{Força resistente}' = (10976,6) + (29764,5) - (1472,5) + (1961,2)$$

$$\sum \text{Força resistente}' = 41229,8 \text{ KN}$$

$$\sum \text{Força atuante}' = Iw1' * \text{tag}(45^\circ)$$

$$\sum \text{Força atuante}' = 22018,5 \text{ KN}$$

Utilizando a Equação 0.2:

$$F.S. = \frac{41229,8 \text{ KN}}{22018,5 \text{ KN}}$$

$$F.S. = 1,87$$

ANEXO 5

Cálculo elástico das tensões verticais na base da barragem:

Situação: **Construção Final**



Figura 0.1 – Esquema com as tensões para cálculo na condição de construção final

Primeiramente, deve-se verificar se as tensões estão atuando no terço médio da fundação.

$$e = \frac{M}{N} \quad (0.1)$$

$$N = W1 + W2$$

$$N = 10976,6 + 29764,5$$

$$N = 40741,1 \text{ KN}$$

$$\sum M = (W1 * d1'') + (W2 * d2'')$$

$$\sum M = [10976,6 * (25,5 - 3,5)] + [29764,5 * (29,33 - 25,5)]$$

$$\sum M = 241485,2 + 113998,0$$

$$\sum M = 355483,2 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{355483,2}{40741,1}$$

$$e = 8,73 \text{ m}$$

Com base no resultado acima e sabendo que o terço médio encontra-se em B/6, ou seja, 8,5 metros, visto que B = 51 metros, conclui-se que as tensões verticais não estão atuando no terço médio, o que implica dizer que alguns resultados encontrados podem parecer estranhos.

Utilizando as forças relativas ao peso da barragem calculadas no Anexo 4 e com base na Equação 0.2 e considerando B = 51 metros, determinou-se os parâmetros necessários para obtenção da tensão máxima e da tensão mínima.

$$\{\sigma_{\text{máx}}\} = \frac{2 * N}{3 * \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]} \quad (0.2)$$

$$N = 40741,1 \text{ KN}$$

$$\{\sigma_{\text{máx}}\} = \frac{2 * (40741,1)}{3 * \left[\left(\frac{51}{2}\right) - 8,73\right]}$$

$$\{\sigma_{\text{máx}}\} = \{3284,25 \text{ KPa}\} = \{3,3 \text{ MPa}\}$$

Portanto:

$$\{P1\} = \{3,3 \text{ MPa}\}$$

Cálculo elástico das tensões verticais na base da barragem:

Situação: **Operação**

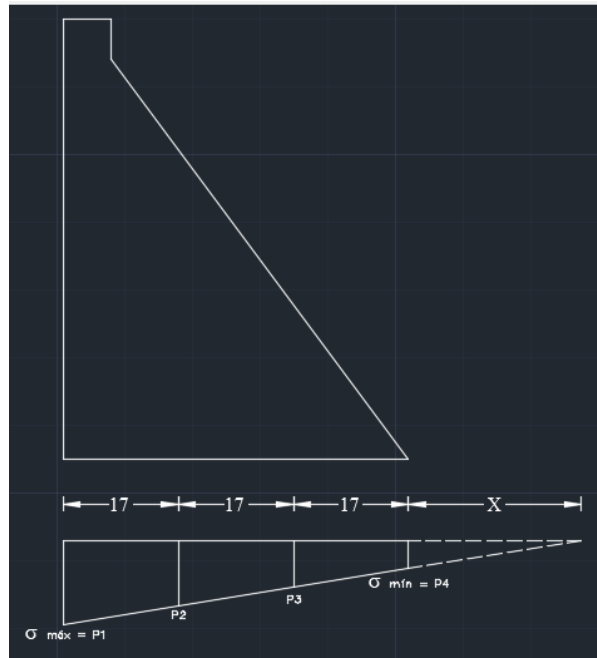


Figura 0.2 – Esquema com as tensões para cálculo na condição de operação

Utilizando as forças calculadas no Anexo 4 para a situação de operação e com base na Equação 0.3 e considerando $B = 51$ metros, determinou-se os parâmetros necessários para obtenção da tensão máxima e da tensão mínima.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} \end{Bmatrix} = \frac{N}{B} \pm \frac{6 * \sum M}{B^2} \quad (0.3)$$

$$N = 40741,1 \text{ KN}$$

O somatório dos momentos deve ser calculado tendo por base a rotação no terço médio da fundação da barragem.

$$\sum M = (Iw1 * dw1'') - (W1 * d1'') - (W2 * d2'') - [Iw2 * \cos(\alpha) * dw2_{\text{horizontal}}''] + [Iw2 * \sin(\alpha) * dw2_{\text{vertical}}'']$$

$$\sum M = (15936,4 * 19) - (10976,6 * 22) - (29764,5 * 3,83) + [613,1 * \cos(53,1^\circ) * 10] - [613,1 * \sin(53,1^\circ) * 12,17]$$

$$\sum M = (302791,6) - (241485,2) - (113998,0) + (3681,2) - (5966,8)$$

$$\sum M = -54977,2 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} \end{matrix} \right\} = \frac{40741,1}{51} \pm \frac{6 * (-54977,2)}{51^2}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 925,7 \text{ KPa} \\ 672,0 \text{ KPa} \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0,9257 \text{ MPa} \\ 0,6720 \text{ MPa} \end{matrix} \right\}$$

A tensão máxima e a tensão mínima, equivalem as tensões nos pontos 1 e 4. Utilizando do artifício da semelhança de triângulos (Figura 0.2), descobriu-se as tensões nos pontos 2 e 3.

$$\frac{x}{0,6720} = \frac{x + 51}{0,9257}$$

$$0,9257 * x = 0,6720 * x + 34,272$$

$$x = \frac{34,272}{0,2537} = 135,1$$

$$\frac{x + 17 + 17}{P2} = \frac{x}{0,6720}$$

$$0,6720 * 135,1 + 2 * 17 * 0,6720 = 135,1 * P2$$

$$90,79 + 22,85 = 135,1 * P2$$

$$P2 = \frac{113,64}{135,1} = 0,8412 \text{ MPa}$$

$$\frac{x + 17}{P3} = \frac{x}{0,6720}$$

$$0,6720 * 135,1 + 17 * 0,6720 = 135,1 * P3$$

$$90,79 + 11,42 = 135,1 * P3$$

$$P3 = \frac{102,21}{135,1} = 0,7566 \text{ MPa}$$

Portanto, têm-se as tensões em todos os pontos:

$$\begin{Bmatrix} P1 \\ P2 \\ P3 \\ P4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,9257 \text{ MPa} \\ 0,8412 \text{ MPa} \\ 0,7566 \text{ MPa} \\ 0,6720 \text{ MPa} \end{Bmatrix}$$